



Министерство образования и науки Украины

Харьковская национальная академия городского хозяйства



НАЦІОНАЛЬНА АКАДЕМІЯ МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА

**Учебно-методический комплекс
дисциплины “Геотехническое
сопровождение нового строительства и
реконструкции”**

Харьков 2010

Министерство образования и науки Украины
Харьковская национальная академия городского хозяйства

В.Г. Таранов, А.А. Набока, К.П. Беличенко

УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ КОМПЛЕКС
ДИСЦИПЛИНЫ

*«ГЕОТЕХНИЧЕСКОЕ СОПРОВОЖДЕНИЕ
НОВОГО СТРОИТЕЛЬСТВА И
РЕКОНСТРУКЦИИ»*

(для студентов 5-го курса дневной формы обучения специальности
7.092101 8.092101 «Промышленное и гражданское строительство»,
специализации «Геотехника подземной урбанистики»)

Харьков ХНАГХ 2010

Таранов В.Г. Учебно-методический комплекс дисциплины «Геотехническое сопровождение нового строительства и реконструкции» (для студентов 5-го курса очной формы обучения специальности 7.092101 8.092101 «Промышленное и гражданское строительство», специализации «Геотехника подземной урбанистики») / Авт.: Таранов В.Г., Набока А.А., Беличенко К.П., - Харк. нац. акад. город.хоз-ва. Харьков: 2010 - 192 с.

Авторы: Таранов В.Г. (Программа и рабочая программа дисциплины, конспект лекций);
Беличенко К.П. (методические указания);
Набока А.А. (методические указания).

Рецензент: к.т.н., проф. А.Г.Рудь

Рекомендовано кафедрой механики грунтов, фундаментов и инженерной геологии

Протокол №3 от ноября 2009г.

СОДЕРЖАНИЕ

Програма і робоча програма	6
Вступ	7
1. Програма навчальної дисципліни.	8
1.1. Мета, предмет і місце дисципліни.	8
1.2. Інформаційний обсяг (зміст) дисципліни.	8
1.3. Освітньо-кваліфікаційний рівень.	9
1.4. Рекомендована основна навчальна література.	9
1.5. Анотації дисципліни «Геотехнічне супроводження нового будівництва та реконструкції»	10
2. Робоча програма навчальної дисципліни.	11
2.1. Розподілення обсягу навчальної роботи студента за видами навчальної дисципліни.	11
2.2. Зміст дисципліни.	11
2.2.1. Розподіл часу за модулями і змістовими модулями.	11
2.2.2. План лекційного курсу.	12
2.2.3. План практичних занять.	13
2.3. Самостійна робота студентів.	13
2.4. Засоби контролю та структура залікового кредиту.	13
2.5. Інформаційно-методичне забезпечення.	14
Конспект лекцій.	15
От автора.	16
Тема 1. Нормативные документы.	17
Лекция 1. Общее представление о Европейских правилах геотехнического проектирования	17
Лекция 2. Знакомство с ДБН В. 1.2-5:2007. Научно-техническое сопровождение строительных объектов.	22

Лекция 3. Понятие о региональных нормах.	27
Литература по теме 1.	30
 Тема 2. Геотехническое сопровождение нового строительства и реконструкции.	31
Лекция 4. Составляющие геотехнического сопровождения сложной реконструкции.	31
Лекция 5. Геотехническое обоснование проекта – вторая ступень геотехнического сопровождения.	35
Лекция 6. Усиление и реконструкция фундаментов.	38
Литература по теме 2.	43
 Тема 3. Подтопление.	44
Лекция 7. Основные положения проекта ДБН В.1.1-... Инженерная защита от подтопления грунтовыми водами территорий и сооружений.	44
Лекция 8-9. Гидроизоляция и дренаж.	55
Лекция 10-11. ГИС-технологии применительно к задачам водопонижения.	80
Литература по теме 3.	89
 Тема 4. Строительная экология.	90
Лекция 12. Проблема отходов.	90
Лекция 13. Исследования загрязненности почв и грунтов.	101
Литература по теме 4.	114
 Тема 5. Армирование грунтов.	115
Лекция 14. Армирование грунтов грунтоцементными элементами.	115

Лекция 15. Армирование дамбы водоема геосинтетическими материалами.	119
Литература по теме 5.	129
Тема 6. Сейсмостойкость оснований и фундаментов.	130
Лекций 16. Общие представления о природе землетрясений. . . .	130
Лекций 17. Понятие о микросейсморайонировании.	136
Лекций 18. ДБН В.1.1.12-2006 «Строительство в сейсмических районах Украины»	141
Литература по теме 6.	153
Методические указания к выполнению КП.	154
1. Общие указания и исходные данные.	155
2. Расчет элементов конструкций пешеходных тоннелей.	158
2.1. Общие расчетные положения. Материалы и их расчетные характеристики.	158
2.2. Нагрузки и сочетания.	158
3. Пример расчета конструкций подземного пешеходного тоннеля . . .	166
3.1. Расчет ребристой плиты перекрытия.	167
3.2. Расчет стенки тоннеля.	178
3.3. Расчет фундамента (плиты лотка)	188
Список литературы.	192

В. Г. Таранов

Программа и рабочая программа

учебной дисциплины

**«ГЕОТЕХНИЧЕСКОЕ СОПРОВОЖДЕНИЕ НОВОГО СТРОИТЕЛЬСТВА
И РЕКОНСТРУКЦИИ»**

ВСТУП

Вивчення дисципліни “Геотехнічне супроводження нового будівництва та реконструкції” необхідно для майбутніх інженерів спеціальності “Промислове та цивільне будівництво”, оскільки проектування і будівництво об’єктів підземного простору завжди потребує знання особливостей поведінки ґрунтів, що оточують підземну споруду, а також розповсюдження напружень та деформацій в усьому ґрунтовому масиві в цілому.

Основна мета дисципліни – Фахівець, підготовлений до професійної діяльності в області геотехніки підземної урбаністики з метою вирішення задач, спрямованих на проектування, будівництво, експлуатацію і реконструкцію підземної інфраструктури мегаполісів і міст.

Програму навчальної дисципліни **“Геотехнічне супроводження нового будівництва та реконструкції”** розроблено на основі:

- ГСВОУ МОНУ Освітньо-кваліфікаційної характеристики рівнів спеціаліст та магістр, напряму підготовки - 0921 Будівництво, спеціальність – 7.092101, 8.092101 Промислове та цивільне будівництво, яку затверджено Наказом Міносвіти і науки України від **04.06.2004 р. №452**;

- ГСВОУ МОНУ Освітньо-професійна підготовка спеціаліста та магістра, напряму підготовки - 0921 Будівництво, спеціальність – 7.092101, 8.092101 Промислове та цивільне будівництво, 2007р.

- СВО ХНАМГ Навчальний план підготовки спеціаліста за напрямом підготовки - 0921 Будівництво, спеціальність – 7.092101 Промислове та цивільне будівництво, спеціалізація “Геотехніка підземної урбаністики”, 2009р.

Програму навчальної дисципліни “Геотехнічне супроводження нового будівництва та реконструкції” ухвалено кафедрою механіки ґрунтів, фундаментів та інженерної геології протокол від **7 червня 2007р. та Вченою радою містобудівельного факультету, протокол №10 від 30 червня 2007 р.**; погоджено випусковою кафедрою Будівельних конструкцій.

1. ПРОГРАМА НАВЧАЛЬНОЇ ДИСЦИПЛІНИ

1.1. Мета вивчення: Опанування основами проектування, будівництва, експлуатації, ремонту та реконструкції підземних конструкцій будівель і споруд (за ОПП).

Предмет дисципліни: Ґрунти, конструкції та об'єкти підземного простору.

Місце дисципліни в структурно-логічній схемі підготовки фахівця

Перелік дисциплін, на які безпосередньо спирається вивчення даної дисципліни	Перелік дисциплін, вивчення яких безпосередньо спирається на дану дисципліну
Підземна урбаністика	Інженерна геодезія
Інженерна геологія	Будівельні матеріали
Будівельна механіка та механіка ґрунтів	Організація і технологія будівельних робіт
Будівельні конструкції	

1.2. Інформаційний обсяг(зміст) дисципліни

Модуль 1. Геотехнічне супроводження реконструкції міст (4 кр./144 години)

Змістові модулі (ЗМ):

ЗМ 1.1 Підземний простір міст і його освоєння (2,0 / 72)

Навчальні елементи:

1. Стан нормативної бази: Єврокод-7, ДБН В.1.2-5-2007.
2. Перший ступінь геотехнічного супроводу.
3. Другий ступінь геотехнічного супроводу.
4. Підсилення та реконструкція основ і фундаментів.

ЗМ1.2 Геотехнічне будівництво (2,0 / 72)

Навчальні елементи

1. Підтоплення і захист підземних споруд.
2. Армування ґрунтів.
3. Будівельна екологія.
4. Сейсмостійкість основ будівель.

1.3. Освітньо-кваліфікаційні вимоги

Вміння (за рівнями сформованості) та знання	Сфера діяльності	Функція діяльності
<p>Знати: основні положення проектування підземних конструкцій, що контактують з ґрунтом; методи та способи будівництва заглиблених і підземних об'єктів, а також їхньої експлуатації та реконструкції; тенденції розвитку будівництва підземних споруд.</p> <p>Вміти: проектування нового об'єкту біля старого, підсилення фундаменту, у тому числі, в сейсмічному районі і т.і.;</p> <p>провести техніко-економічне обґрунтування варіантів прийнятих рішень;</p> <p>керувати будівництвом, ремонтом та реконструкцією підземних об'єктів</p>	<p>Органи міської виконавчої влади, служби головного архітектора, проектні та будівельні організації, науково-дослідні підприємства та вищі навчальні заклади.</p>	<p>Проектно - технологічна</p> <p>Техно - адміністративна</p>

1.4. Рекомендована основна навчальна література

1. Улицкий В.М., Шашкин А.Г. Геотехническое сопровождение реконструкции городов (обследование, расчеты, ведение работ, мониторинг). – М.:ИЗ-во АСВ, 1999.-327с.
2. Полищук А.И. Основы проектирования и устройства фундаментов реконструируемых зданий.- Нортхемптон: STT; Томск: STT, 2004. – 476с.
3. ДБН В.1.2-5:2007. Науково-технічне супроводження будівельних об'єктів.
4. ДБН В.1.1 – 12.2006. Строительство в сейсмических районах Украины

1.5. Анотації дисципліни “Геотехнічне супроводження нового будівництва та реконструкції”:

Законодавча і нормативна база: Єврокод 7-"Геотехнічне проектування", ДБН В.1.2-5:2007- Науково-технічне супроводження будівельних об'єктів.

Геотехнічні роботи в складних ґрунтових умовах і на урбанізованих територіях. Конструктивні засоби армування ґрунтів. Сучасні методи вивчення напружено - деформованого стану підземного простору міст, що спираються на геоінформаційні системи. Будівельна екологія. Промислова і транспортна сейсміка. ДБН В.1.1-2005 - Будівництво в сейсмічних районах України.

Мета дисципліни - формування базових знань щодо проектування, будівництва, ремонту та реконструкції будівель і споруд. *Предмет дисципліни* – Ґрунти, конструкції та об'єкти підземного простору. Модуль 1. – Геотехнічне супроводження реконструкції міст (4 кр./144 год.). Змістовий модуль 1.1. - Підземний простір міст і його освоєння (2,0 / 72). Змістовий модуль 1.2. – Геотехнічне будівництво (2,0 / 72).

Цель дисциплины - формирование базовых знаний о проектировании, строительстве, ремонте и реконструкции зданий и сооружений. *Предмет дисциплины* – Ґрунты, конструкции и объекты подземного пространства. Модуль 1. – Геотехническое сопровождение реконструкции городов (4 кр./144 часа). Содержательный модуль 1.1. – Подземное пространство городов и его освоение (2,0 / 72). Содержательный модуль 1.2 – Геотехническое строительство (2,0 / 72).

The purpose of discipline is forming of base knowledges about planning, building, repair and reconstruction of buildings and constructions. The article of discipline is Soil? Constructions and objects of underground space. Module 1/ is Geotechnical accompaniment of reconstruction of cities (4kr./144 hour). Rich in content module 1.1 is Underground space of cities and mastering (2,0/72). Rich in content module 1.2 is Geotechnical building (2,0/72)

2. РОБОЧА ПРОГРАМА НАВЧАЛЬНОЇ ДИСЦИПЛІНИ

2.1. Розподіл обсягу навчальної роботи студента за видами навчальної роботи

Спеціальність, спеціалізація (шифр, аббревіатура)	Всього, кредит/годин	Семестр(и)	Години							Екзамени (семестри)	Заліки (семестри)	
			Аудиторні	у тому числі			Самостійна робота	у тому числі				
				Лекції	Практичні, семінари	Лабораторні		КР	КП			РГР
7.092101 Промислове та цивільне будівництво, Геотехніка підземної урбаністики (ПЦБ...ГПУ)	4/144	9	54	36	36		72				9	

2.2. Зміст дисципліни

2.2.1. Розподіл часу за модулями і змістовими модулями (денна форма навчання)

Модуль (семестри) та змістові модулі	Всього, кредит/ годин	Форми навчальної роботи			
		Лекц.	Сем., пр.	Лаб.	СРС
Модуль 1 Геотехнічне супроводження реконструкції міст	4 кр./144	36	36		72
ЗМ 1.1. Підземний простір міст і його освоєння	2кр./72	18	18		36
З.М. 1.2. Геотехнічне будівництво	2 кр./72	18	18		36

2.2.2. План лекційного курсу (денна форма навчання)

Зміст	Кількість годин
ЗМ 1.1. Підземний простір міст і його освоєння. Вступ до спеціалізації. ДБН В.1.2-5:2007. Науково-технічне супроводження будівельних об'єктів. Єврокод – 7. Спільні положення. Основи геотехнічного проектування. Геотехнічні дані. Підпирні споруди та анкери.. Моніторинг та контроль за будівництвом. Загальні поняття про українські та російські нормативні документи відносно геотехнічного проектування і будівництва. ТСН 50 – 302 – 96 та МГСН 2.07 – 01. ДБН В.2.1-10-2009. Основи і фундаменти будівель та споруд.	6
Геотехнічне супроводження (ГС) реконструкції міст. Ступені реконструкції. Попередня оцінка геотехнічної ситуації – перший ступінь ГС та її складові частини. Геотехнічні категорії складної реконструкції. Обстеження підземних комунікацій та об'єктів. Інструментальні вишукування.	4
Другий ступінь ГС – геотехнічне обґрунтування проекту: ретроспективний аналіз будівної ситуації, та геотехнічні розрахунки об'єкта. Розрахунки за другою групою граничних станів, у т.ч., додаткової осадки, крену, перекосу, тощо. Технологічний регламент. Технологічні іспити. Граничні додаткові деформації.	4
Підсилення та реконструкція основ і фундаментів. Шурфи, дудки та свердловини. Рекомендації щодо їх розміщення, глибини і площини. Схеми підсилення фундаментів. Поняття: про ПС-технології та зонування території з позиції фундаментобудування, грошову оцінку землі і основи управління ризиками.	4
ЗМ 1.2. Геотехнічне будівництво. Проект ДБН В.1.1-2007. Підземні води. Класифікація підтоплених територій. Запобіжні та інженерні заходи проти підтоплення. Гідроізоляція фундаментів та підземних приміщень. Конструкції дренажів. Комп'ютерні програми прогнозування підтоплення та розміщення дренажних систем. Проектування котлованів. Їх захист від підтоплення. Протифільтраційні завіси. Заморожування ґрунтів. Електроосмос. Іглофільтри.	6
Будівельна екологія та геотехніка. Перший конгрес в Едмонтоні- засновник напрямку. Проблема відходів. Їх класифікація. Законодавча та нормативна бази. Проектування огорожуючих конструкцій схронів. Контролювання підземних вод і забруднень. Очищення території. Оцінка ризику та її методологія. Проблема радону у підземному будівництві.	2
Проектування фундаментів на скельних та елювіальних ґрунтах. Особливості фундаментобудування на закарстованих територіях. ДБН - Проектування фундаментів на підроблених територіях.	2
Армування ґрунтів і геотекстиль. Різноманітність видів та конструктивних рішень. Приклади використання. Технологія закладання. Основні положення проектування. Розрахунки армованих ґрунтів.	4
ДБН В.1.1 – 12. 2006- Будівництво в сейсмічних районах України. Основні положення. Облік впливу ґрунтових умов. Категорії ґрунтів по сейсмічних властивостях. Поняття про спектральний коефіцієнт динамічності. Знайомство з комплектом карт ОСР-2004 території України. Основи проектування основ і фундаментів в сейсмічних районах. Взаємозв'язок між Єврокодом-7 та Єврокодом-8.	4

2.2.3. План практичних занять (денна форма навчання)

Зміст	Кількість годин
ЗМ 1.1. Підземний простір міст і його освоєння. Розгляд прикладів проектних рішень підземної частини будівель.	8
Розрахунки додаткових осідань, кренів та перекосів фундаментів будівель і споруд.	6
Розрахунки за різними методиками розрахункового опору ґрунтів при надбудові будівлі. Поточний контроль ЗМ 1.1	6
ЗМ 1.2. Геотехнічне будівництво. Визначити ступінь підтопленості площадки.	4
Армування схилу геотекстилем, мембраною і таке інше.	4
Захисні дії та конструкції від землетрусу. Поточний контроль ЗМ 1.2	8

2.3. Самостійна робота студентів (денна форма навчання)

Зміст	Кількість годин
ЗМ 1.1. Підземний простір міст і його освоєння. Скласти ескізи підсилення фундаментів (альбом).	36
ЗМ 1.2. Геотехнічне будівництво. Аварії та пошкодження споруд, викликані відмовою основ і фундаментів (реферат). Водозниження. Типи дренажів. Іглофільтри (реферат). Геотекстиль та георешітки (реферат).	36

2.4. Засоби контролю та структура залікового кредиту (денна форма навчання)

Види та засоби контролю (тестування, контрольні роботи, індивідуальні роботи тощо)	Розподіл балів, %
Модуль 1. Поточний контроль зі змістових модулів	
ЗМ 1.1 Тестування	30%
ЗМ 1.2 Тестування	30%
Підсумковий контроль	
Залік	40%
Всього за модулем 1	100%

2.5. Інформаційно-методичне забезпечення

1. Рекомендована основна навчальна література (підручники, навчальні посібники, інші видання)			
1	Улицкий В.М., Шашкин А.Г. Геотехническое сопровождение реконструкции городов (обследование, расчеты, ведение работ, мониторинг). – М.: Из-во АСВ, 1999.-327с.	ЗМ 1-2	
2	Полищук А.И. Основы проектирования и устройства фундаментов реконструируемых зданий.- Нортхемптон: STT; Томск: STT, 2004. – 476с.	1	
3	Коновалов П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий.- М.: Из-во “Бумажная галерея”, 2000.-318с.	1-2	
4	Механика грунтов, основания и фундаменты. Уч. Пособие/ Под редак. С.Б.Ухова.-М.: ВШ, 2002.-566с.	1-2	
2. Додаткові джерела (довідники, нормативні видання, сайти Інтернет тощо)			
1	ТСН 50-302-96 Санкт-Петербург. Устройство фундаментов гражданских зданий и сооружений в Санкт_Петербурге и на территориях административно подчиненных Санкт-Петербургу.- Администрация Санкт_Петербурга, 1997.	1	
2	МГСН 2.07-01. ТСН 50-304-2001. Система нормативных документов в строительстве. Московские городские строительные нормы. Основания, фундаменты и подземные сооружения.	1	
3	ДБН В.1.2-5:2007. Науково-технічне супроводження будівельних об'єктів.	1	
4	Проект ДБН В.2.1...2007. Основи і фундаменти будівель та споруд.	1	
5	ДБН В.1.1 – 12.2006. Строительство в сейсмических районах Украины	2	
6.	Дехтяренко Ю.Ф. та інші. Методичні основи грошової оцінки земель в Україні./ Київ: Профі, 2002.- 256с.	2	
7	Будівельні конструкції. Армування основ при будівництві та реконструкції будівель і споруд.- Вип..66 – Київ, НДІБК, 2007.	2	
8	www.georec.spb.ru - Интернет-журнал “Развитие городов и геотехническое строительство”.	2	
9	Журнал “Світ геотехніки”	1-2	
10	Журнал «Основания, фундаменты и механика грунтов». Сайт – www.ofmg.ru	1-2	
11	Таранов В.Г. Геотехника, геоэкология и проблема отходов./ Коммунальное хозяйство городов.-К.: Техніка – вип. 38.- 2002.- стор. 91-96	2	
3. Методичне забезпечення (реєстр методичних вказівок, інструкцій до лабораторних робіт, планів семінарських занять, комп'ютерних програм, відео-аудіо-матеріалів, плакатів тощо)			
1	Конспект лекцій за темами (перша редакція)	1-2	
2	Комп'ютерна програма «Мономах»	1-2	

Геотехническое сопровождение нового
строительства и реконструкции



Конспект лекций

В.Г. Таранов

От автора.

При подготовке настоящего конспекта использованы нормативные документы, научные статьи разных авторов и студенческие конспекты лекций. Конспект практически не содержит материалов, помещенных в известных учебниках и учебных пособиях, и потому не имеет аналогов в учебной литературе.

Текст конспекта умышленно максимально приближен к текстам, принятым в практике проектных организаций, чтобы выпускники ВУЗа быстрее адаптировались к существующим реалиям, с которыми им придется столкнуться сразу после окончания института.

Все темы сопровождаются взятыми из реальной проектно – строительной практики примерами, которые несут двойную нагрузку:

- с одной стороны – помогают в освещении того либо иного вопроса;
- с другой - иллюстрируют тот или иной способ решения задачи.

Литература к каждой теме подобрана исходя из принципа ее доступности и наличия в вузовских библиотеках.

Объем конспекта, состоящего из 6 тем, включающих в себя 18 лекций, позволяет многократно варьировать содержание любой лекции, что, в конечном счете, делает более привлекательным сам учебный процесс как для преподавателя, так и для студента.

Данный конспект является первым шагом на пути создания учебника (учебного пособия) по специализации «Геотехника подземной урбанистики».

ТЕМА 1. НОРМАТИВНЫЕ ДОКУМЕНТЫ

ЛЕКЦИЯ 1. Общее представление о Европейских правилах геотехнического проектирования (Eurocode 7: Geotechnical Design).

Европейское Сообщество в 1975 г. приняло решение о разработке единых европейских норм и правил строительного проектирования – Еврокодов (ЕК), которые на первом этапе являлись бы альтернативными к действующим национальным нормам государств – членов ЕС, а в дальнейшем заменили бы их. Целью этой работы является устранение технических препятствий в международном сотрудничестве, создание единого нормативного поля ЕС для работы проектных и строительных фирм. Еврокоды основаны на опыте применения таких авторитетных стандартов как германские, британские, французские нормы.

В настоящее время разработка строительных Еврокодов практически завершено и в ближайшие годы начнется ее адаптация в странах – членах ЕС. О своей готовности принять эти нормы заявляют также страны бывшего социалистического содружества, в т.ч. и Украина.

Система Еврокодов включает в себя следующие документы:

- Еврокод 0 - основы строительного проектирования;
- Еврокод 1 - воздействия на сооружения;
- Еврокод 2 - проектирование бетонных конструкций;
- Еврокод 3 - проектирование стальных конструкций;
- Еврокод 4 - проектирование железобетонных конструкций;
- Еврокод 5 - проектирование деревянных конструкций;
- Еврокод 6 - проектирование каменных конструкций;
- Еврокод 7 - геотехническое проектирование;
- Еврокод 8 – проектирование сейсмостойчивых сооружений;
- Еврокод 9 – проектирование алюминиевых конструкций.

Еврокод 7 (ЕК 7). Геотехническое проектирование

1. Общие положения.
2. Основы геотехнического проектирования.
3. Геотехнические данные.

4. Надзор за строительством, мониторинг и эксплуатационный контроль.
5. Насыпи, обезвоживание, улучшение и закрепление грунтов.
6. Распределяющие фундаменты.
7. Свайные фундаменты.
8. Анкеры.
9. Подпорные сооружения.
10. Гидравлическое разрушение.
11. Общая устойчивость.
12. Насыпи.

Приложения:

- A. Коэффициенты надежности.
- B. Обоснование коэффициентов надежности.
- C. Предельные значения давления грунта на вертикальные стены.
- D. Аналитический метод расчета предельного сопротивления основания.
- E. Полуэмпирический метод оценки предельного сопротивления основания.
- F. Методы оценки осадок.
- G. Метод определения предельного сопротивления скального основания.
- H. Предельные деформации сооружений и осадки фундаментов.
- J. Содержание надзора за строительством и эксплуатационный мониторинг.

1. Общие положения

ЕК 7 касается геотехнических аспектов проектов зданий и гражданских строительных работ. В нем рассматриваются требования к прочности, устойчивости, эксплуатационной пригодности и долговечности сооружений.

Положения ЕК-7 разделяются на *принципы* и *правила применения*. Принципы - это безусловные требования, которые должны быть удовлетворены в проекте. Пример принципа: «Осадка фундамента не должна превышать допускаемой величины». При этом выбор способа расчёта осадки и допустимых величин остается за проектировщиком.

Правила применения – это примеры общепризнанных правил, удовлетворяющих принципам. Возможно использование правил, не приводимых в ЕК-7, если они не противоречат принципам. Таким образом выполнение требований ЕК-7 гарантирует унификацию геотехнических проектов в отношении терминологии и полноты учета определяющих факторов, но не нарушает прав национальных организаций, не сковывает инициативу проектировщика и не снимает с него ответственности за выбор способов проектирования.

2. Геотехническое проектирование

Вводится понятие *частных коэффициентов надежности* по нагрузкам, по грунту, по расчетной модели и др., а также *характеристических* и *проектных* значений параметров. *Характеристическое* значение параметра грунта трактуется как «осторожная оценка», определяемая как средняя величина частных значений параметра. *Проектная* величина геотехнического параметра определяется делением (умножением) характеристической величины на частный коэффициент надежности (приводятся его рекомендуемые значения). Термины «характеристический» и «проектный» по своему содержанию близки к терминам “нормативный” и “розрахунковий” в отечественных ДБНах.

При геотехническом проектировании должны рассматриваться: условия площадки (грунты, грунтовые воды, сейсмика и др.); характер и размеры сооружения; расположение окружающей объект застройки и т.д.

Все геотехнические объекты могут быть отнесены к одной из трёх категорий:

1) малые сооружения с ничтожным риском; для них возможны упрощённые приёмы проектирования;

2) обычные сооружения без чрезвычайных рисков; для проектирования в первую очередь именно таких объектов предназначен Еврокод 7;

3) объекты исключительные по размерам и сложности, особо сложные грунтовые условия, обуславливающие высокий риск, и требующие особых исследований и способов проектирования.

Проектирование ведется по *предельным состояниям*. Для каждой проектной геотехнической ситуации следует убедиться, что никакое возможное

предельное состояние не будет превзойдено.

Различают две группы предельных состояний: абсолютные предельные состояния (Ultimate Limit States) и предельные состояния по деформациям (Serviceability Limit States).

Следует проверить, что в проектируемом объекте не возникают следующие виды абсолютного предельного состояния:

- потеря равновесия сооружения и грунта как жесткого тела (РАВ);
- внутренние разрушения или чрезмерные деформации сооружения или его элементов (СТР);
- разрушение или чрезмерные деформации грунта (ГЕО).
- архимедово всплытие сооружения или грунта (ВСП).
- вынос грунта, вызванный гидравлическим градиентом (ГИД).

Основными типами предельных состояний, определяющих параметры фундаментов, являются (СТР) и (ГЕО).

Проверка предельного состояния по деформациям выполняется с частными коэффициентами надежности, равными единице.

3. Геотехнические данные

Геотехническая информация должна включать в себя геологию, геоморфологию, гидрологию, сейсмичность, историю площадки, свойства грунтов и подземных вод.

4. Надзор за строительством, мониторинг и эксплуатационный контроль

Надзор за строительным процессом включает в себя проверку: соответствия проектных решений и реальных грунтовых условий, соблюдение принятого в проекте технологического режима. Мониторинг - наблюдение и контроль с помощью приборов, за поведением строящегося и окружающих сооружений проводится во время строительства с целью оперативной корректировки технологии, а после строительства – для оценки поведения сооружения во времени.

6. Распределяющие фундаменты (в отечественной литературе «фундаменты мелкого заложения»).

При проектировании должны быть рассмотрены следующие виды предельных

состояний: полная потеря равновесия; превышение вертикального предельного сопротивления; сдвиг; разрушение сооружения из-за чрезмерных деформаций оснований; большие осадки и другие деформации основания; недопустимые колебания.

7. Свайные фундаменты

В целом требования аналогичны содержащимся в отечественных нормах. Для группы свай следует принимать во внимание два механизма разрушения: потеря несущей способности отдельными сваями, а также блока свай с межсвайным грунтом. При этом несущую способность блока можно определить, рассматривая блок как сваю большого диаметра.

9. Подпорные сооружения поддерживают грунт под углом больше угла естественного откоса: 1) гравитационные стены, 2) тонкие заглубленные стены, 3) композитные сооружения с элементами первых двух типов.

10. Гидравлическое разрушение

При наличии подземных вод следует рассматривать следующие процессы и механизмы разрушения: всплытие сооружения или слоя грунта; прорыв напорных вод, суффозия, формирование фильтрационных каналов.

11. Общая устойчивость

Типичными сооружениями, для которых должен выполняться анализ общей устойчивости, являются: подпорные сооружения; выемки, откосы, насыпи, природные склоны; фундаменты вблизи выемок, склонов, берегов.

При выборе расчетного метода следует учитывать: слоистость и нарушения в массиве; фильтрацию и поровое давление; ползучесть; тип разрушения (круговая или некруговая поверхность скольжения, обвал, течение); возможность использования численных методов.

ЛЕКЦИЯ 2. Знакомство с ДБН В. 1.2-5:2007.

Научно-техническое сопровождение строительных объектов

Общие положения

Основными видами работ по сопровождению является обследование, научно-исследовательские работы, наблюдение за техническим состоянием объекта, прогноз, поисковые, проектные разработки технических и строительно-технологических решений, определения характеристик строительных материалов, проверка соответствия требованиям строительных норм и технической документации отдельных конструкций и принятых конструктивных решений, инженерные изыскания, анализ технических решений относительно соответствия установленным требованиям и тому подобное.

Источниками финансирования работ из сопровождения является:

- государственные и коммунальные средства;
- средства экологических и других фондов;
- средства предприятий, учреждений и организаций или других заказчиков и инвесторов;
- кредиты банков;
- другие источники финансирования.

Научно-техническая деятельность по сопровождению предусматривает предоставление информационной помощи, выполнения проверяющих и дублирующих расчетов, разработку и апробацию конструктивных и/или технологических решений, обследования, мониторинг и диагностику объекта, контроль качества материалов, изделий и конструкций, разрабатывания рекомендаций относительно устранения негативных процессов, которые имеют место или могут иметь в будущем.

Содержание работ научно-технического сопровождения на этапах жизненного цикла объекта

- уточнение свойств грунтовой основы объекта и климатических условий на территории застройки;

- проведение дублирующих расчетов оснований, фундаментов, конструкций, инженерного оборудования;

- оценка влияния нового строительства на окружающих здания и сооружения и население, которое проживает в пределах территории застройки;

Уточнение свойств грунтового основания и климатических условий следует выполнять с целью проверки физико-механических характеристик грунтов основания, условий гидрогеологии площадки застройки, возможного расположения подземных коммуникаций или подземных выработок в пределах территории застройки, на которой планируется строительство, оценивание сейсмической площадки в зависимости от категории почвы за сейсмическими свойствами, а также с целью оценки влияния подземных сооружений здания, которое проектируется, на ситуацию гидрогеологии на прилегающей территории.

Для уточнения характеристик грунтов и условий гидрогеологии применяют дополнительное бурение геотехнических скважин, статическое или динамическое зондирование, испытание грунтов эталонной или инвентарной сваей, геофизические методы, лабораторные исследования почв, расчеты и тому подобное.

Проведение дублирующих расчетов оснований, фундаментов, конструкций, инженерного оборудования осуществляется специализированными организациями с целью получения достоверных данных относительно реального состояния объектов, их составных частей и окружающей естественной среды.

Оценка влияния нового строительства на окружающих здания и сооружения и население, которое проживает в пределах территории застройки, осуществляется с учетом реального состояния строительных конструкций, инженерного и технологического оборудования объектов, характеристик грунтового основания и климатических условий с целью сохранения эксплуатационных свойств существующих объектов и комфортных условий обитания людей.

Порядок выполнения работ по научно-техническому сопровождению

Функции участников работ по сопровождению.

Организации, учреждения и предприятия в зависимости от характера их участия в сопровождении разделяются на *заказчиков* и *исполнителей*.

Если сопровождение финансируется за счет центрального или местного бюджетов, функции заказчика выполняют центральные или местные органы исполнительной власти. Кроме органов исполнительной власти, функции заказчика сопровождения могут выполнять страховая организация, владелец здания или сооружения или организация, которой они поручают представлять свои интересы.

В зависимости от характера сложности и объемов работ сопровождение осуществляют одним или несколькими исполнителями. Если в работах по сопровождению принимают участие несколько исполнителей, то среди них определяют главного исполнителя. Остальные выполняют функции исполнителей отдельных работ (составляющих сопровождения) и являются соисполнителями сопровождения.

Работы по сопровождению должны осуществляться согласно *договору (контракту) между заказчиком и главным исполнителем (исполнителями) по инициативе заказчика или по условиям конкурса в соответствии с положением о нем. Взаимодействие между главным исполнителем и соисполнителями обуславливается договорами (контрактами) между ними.*

В процессе выполнения работ по сопровождению могут создаваться технологические макеты, модели или экспериментальные образцы отдельных конструкций и инженерных систем, узлов их соединения, конструктивных решений усиления и тому подобное. Необходимость их разработки и испытаний, количество образцов и состав документации, которая должна разрабатываться во время подготовки и выполнения этих работ, определяются в программе научно-технического сопровождения.

Использование результатов научно-технического сопровождения

Во время выполнения проектирования объекта результаты работ по сопровождению используют для принятия проектных и конструктивных решений с применением современных материалов и ориентацией на передовые технологии выполнения строительно-монтажных работ.

Во время строительства объекта результаты работ по сопровождению используют для отработки конструктивных решений отдельных узлов и элементов и оперативного решения вопросов по организационно-производственным процессам с учетом реальных условий выполнения работ.

На стадии эксплуатации результаты работ по сопровождению используют для поддержания в рабочем состоянии объекта, отдельных его элементов или конструкций, а также для разработки конструктивных и технологических решений относительно его ремонта или реконструкции.

Перечень объектов, которые подлежат обязательному научно-техническому сопровождению

1. Объекты, которые имеют уникальное и особенно важно народнохозяйственное и/или социальное значение и принадлежат к I уровню ответственности за ГОСТ 27751.

2. Огне-, взрыво-, радиационно-, биологически опасные объекты высших категорий по действующей классификацией.

3. Шлюзы и морские заградительные сооружения глубиной больше чем 15 м и протяжностью больше чем 200 м, портовые комплексы из перекачки нефти и нефтепродуктов мощностью больше чем 5 млн. тонн за год, портовые причальные сооружения с нетрадиционным конструктивно технологическими схемами, материалопроводы.

4. Здания или сооружения, которые составляют исключительную историко-культурную ценность.

5. Мосты и искусственные сооружения (тоннели, путепроводы, эстакады) на дорогах высших категорий и скоростных городских дорогах.

6. Объекты атомной энергетики I и II категории ответственности по ядерной безопасности.

7. Объекты жилищно-гражданского назначения IV и V категорий сложности (согласно дополнению 7 ДБН Д. 1.1-7).

8. Здания или сооружения, которые возводятся в условиях плотной застройки, при наличии в них подземной части глубиной больше 3 м и надземной части высотой свыше 9 этажей.

9. Объекты основного производства гидро- и теплоэнергетики мощностью больше чем 1 млн. квт.

10. Объекты основного производства водопроводно-канализационного хозяйства.

11. Объекты промышленного и транспортного строительства:

- промышленные здания и сооружения, которые строятся в особенно тяжелых инженерно-геологических условиях (сейсмичность 6 баллов и больше, просадочные грунты II типа, структурно неустойчивые грунты, сильносжимаемые и насыпные грунты, подрабатываемые территории и тому подобное);

- сооружения типа опускных колодцев, кессонов, подпорных стен всех видов высотой 10 м, железобетонные сооружения и противофильтрационные завесы, которые выполняются способом "стена в грунте";

- аэродромы, метро и автомобильные дороги высших категорий.

12. Пространственные конструкции покрытий (металлические с прогоном свыше 100 м и железобетонные с прогоном свыше 80 м).

13. Жилые и общественные дома высотой свыше 73,5 м.

14. Магистральные нефте- и нефтепродуктопроводы и сооружения на них;

15. Магистральные газопроводы и сооружения на них;

16. Резервуарный парк хранения, распределения и перекачки нефти, нефтепродуктов, газа;

17. Морские платформы для добычи нефти и газа;

18. Телевизионные и радиовышки высотой свыше 120 м;

19. Дымовые трубы высотой свыше 120 м;

20. Шламохранилища объемом свыше 0,5 млн. м³;

21. Очистительные сооружения производительностью свыше 10000 м³/год.

22. Объекты экспериментального строительства.

ЛЕКЦИЯ 3. Понятие о региональных нормах.

МГСН 2.07-01 ТСН 50- 304-2001. МОСКОВСКИЕ ГОРОДСКИЕ СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ. ОСНОВАНИЯ, ФУНДАМЕНТЫ И ПОДЗЕМНЫЕ СООРУЖЕНИЯ.

Определения

Фундамент мелкого заложения	Фундамент, имеющий отношение его высоты к ширине подошвы менее четырех и передающий нагрузку на грунты основания преимущественно через подошву
Подземное сооружение	Сооружение, расположенное ниже уровня поверхности земли (планировки)
Заглубленное сооружение	Часть сооружения, расположенная ниже уровня поверхности земли (планировки) и имеющая более одного этажа
Подземное сооружение, устраиваемое открытым способом	Сооружение, устраиваемое в котловане, отрываемом с поверхности земли
Комбинированный свайно-плитный (КСП) фундамент	Фундамент, состоящий из свай и железобетонной плиты, располагаемой на грунте у поверхности, или, при наличии подземных этажей, у пола нижнего этажа
Геотехнический мониторинг	Система наблюдений и контроля за состоянием и изменением грунтовых, природных и техногенных условий в процессе строительства и эксплуатации объекта
Геотехническая категория объекта строительства	Категория сложности строительства объекта, определяемая в зависимости от его уровня ответственности и сложности инженерно-геологических условий площадки
Научное сопровождение проектирования и строительства	Участие специализированных научных организаций в процессе изысканий, проектирования и строительства объекта

Для установления категории сложности объекта вводятся три геотехнические категории: 1 (простая), 2 (средней сложности), 3 (сложная).

Геотехническая категория объекта 1 включает сооружения пониженного (III) уровня ответственности в простых и средней сложности инженерно-геологических условиях, когда отсутствуют структурно-неустойчивые грунты и опасные геологические процессы.

Геотехническая категория объекта 2 включает сооружения повышенного (I) и нормального (II) уровней ответственности в простых и средней сложности инженерно-геологических условиях.

Геотехническая категория объекта 3 включает, как правило, сооружения повышенного (I) и нормального (II) уровней ответственности в сложных инженерно-геологических условиях, а также устройство котлованов подземных и заглубленных сооружений в условиях плотной городской застройки.

Для сооружений геотехнических категорий 3 и сооружений повышенного уровня ответственности при геотехнической категории 2 следует предусматривать научное сопровождение проектирования и строительства и геотехнический мониторинг для оценки надежности системы сооружение-основание, своевременного выявления дефектов, предотвращения аварийных ситуаций, оценки правильности прогнозов и принятых методов расчета и проектных решений.

Необходимо также выполнять расчеты влияния проектируемого сооружения на окружающую застройку, включая все сооружения, попадающие в зону влияния нового строительства.

При проектировании новых и реконструируемых зданий и сооружений необходимо учитывать воздействие вибраций, передающихся через грунт от промышленных и транспортных источников и строительных машин.

При проектировании сооружений должны быть предусмотрены мероприятия, обеспечивающие инженерную экологическую защиту прилегающей территории, в том числе от подтопления, загрязнения грунтов и подземных вод промышленными и бытовыми стоками и пр., а также защиту близлежащих зданий и сооружений от недопустимых деформаций.

Инженерные изыскания

Для объектов геотехнической категории 1 характеристики грунтов могут быть назначены по материалам изысканий прошлых лет, таблицам СНиП, результатам зондирования.

Для объектов геотехнических категорий 2 и 3 характеристики грунтов должны устанавливаться на основе непосредственных испытаний грунтов в полевых и лабораторных условиях:

- испытания штампом, прессиометром, зондированием - в полевых условиях;

- испытания на одноплоскостной срез, трехосное сжатие, одноосное сжатие (для полускальных и скальных грунтов), компрессию и фильтрацию, определение состава грунтов и воды - в лабораторных условиях.

Для объектов геотехнической категории должны быть определены состав и свойства специфических грунтов и проведены все необходимые исследования, связанные с развитием опасных геологических и инженерно-геологических процессов. Должны выполняться опытно-фильтрационные работы, стационарные наблюдения и другие специальные работы и исследования в соответствии с техническим заданием и программой изысканий, а также привлекаться специализированные научные организации.

Несущую способность забивных и буронабивных свай следует уточнять по результатам их испытаний статической нагрузкой.

Экологические требования при проектировании и устройстве оснований, фундаментов, подземных и заглубленных сооружений

При разработке проектных решений должны быть решены, в зависимости от природных и градообразующих условий, противооползневые и водозащитные мероприятия, мероприятия по защите от проявления карста и грунтов от загрязнений, решены вопросы отвалов загрязненного грунта и сохранения растительного слоя (СНиП 2.01.15). При строительстве на радоноопасных площадках должна предусматриваться противорадовая защита подземных конструкций (СНиП 22-01).

При оценке экологической обстановки необходимо учитывать возможное изменение уровня подземных вод на застраиваемой территории (понижение при откачке и за счет дренажа, подтопление от действия различных факторов), которое может вызвать деформации грунтового массива, опасные для существующих и строящихся зданий и сооружений.

Перечень других разделов МГСН

Фундаменты мелкозаложенного

Свайные фундаменты

Определение несущей способности свай

Расчет осадок, кренов и горизонтальных перемещений свай и свайных фундаментов

Проектирование свайных фундаментов, сооружаемых вблизи существующих зданий и сооружений

Основные принципы проектирования подземных и заглубленных сооружений

Контактные напряжения и боковое давление грунта на подземные и заглубленные сооружения

Подпорные стены и ограждения котлованов

Строительное водопонижение, гидроизоляция и дренаж

Гидроизоляция фундаментов и частей подземных сооружений

Дренаж

Противофильтрационные завесы и экраны

Усиление оснований и фундаментов

Контроль качества строительства

Геотехнический мониторинг

Литература по теме 1.

1.1 Роже Франк. Основні принципи Єврокоду 7 “Геотехнічне проектування” / Світ Геотехніки - №2' 2008. – С.7 – 16.

1.2 МГСН 2.07-01. ТСН 50-304-2001. Система нормативных документов в строительстве. Московские городские строительные нормы. Основания, фундаменты и подземные сооружения.- 2003. – 76с.

1.3 ДБН В.1.2-5:2007. Науково-технічний супровід будівельних об'єктів./ К.: Мінрегіонбуд – 2007. – 14с.

1.4. Ильичев В.А., Фадеев А.Б. Европейские правила геотехнического проектирования. “Eurocode 7: Geotechnical Desing”.

ТЕМА 2. ГЕОТЕХНИЧЕСКОЕ СОПРОВОЖДЕНИЕ НОВОГО СТРОИТЕЛЬСТВА И РЕКОНСТРУКЦИИ

ЛЕКЦИЯ 4. Составляющие геотехнического сопровождения сложной реконструкции

Под сложной реконструкцией понимают новое строительство среди существующей застройки и, собственно, реконструкция ответственных зданий и сооружений, включая памятники архитектуры.

Первая ступень геотехнического сопровождения – это предварительная оценка существующей геотехнической ситуации. Геотехническое сопровождение начинается с оценки инвестиционной привлекательности объекта реконструкции. Для того чтобы ответить на вопрос о стоимости нулевого цикла приблизительно должны быть решены 3 задачи:

- а) определение типа фундамента строящегося или реконструируемого здания;
- б) назначение щадящей (не оказывающей негативного воздействия на грунты основания и соседние строения) технологии работ нулевого цикла;
- в) оценки необходимости усиления основания и фундаментов соседних зданий.

Для решения указанных задач необходимы: информация о назначении объекта, его генплан, конструктивно-планировочное решение, уровень нагрузок на основание, архивные данные об инженерно-геологических изысканиях. В рамках предварительной оценки производится:

- 1) определение геотехнической категории объекта реконструкции;
- 2) назначение объёма изысканий и обследования;
- 3) выявление возможных вариантов устройства подземной части объекта или его усиления;
- 4) ориентировочная оценка стоимости работ.

«Мульда оседания» – воронка, распространяющаяся за пределы строящегося здания (а также на подрабатываемых и карстовых территориях), которая является причиной деформации зданий, окружающих застройку.

Геотехнические категории сложности объекта реконструкции

В международной геотехнической практике приняты 3 геотехнические категории сложности:

I соответствует задаче минимальной сложности;

II соответствует рядовой задаче;

III соответствует наиболее сложной задаче.

Таблица 2.1. - Категории ответственности строящегося здания

Категория	Класс ответственности зданий и сооружений по СНиП «Нагрузки и воздействия»
I	Класс III: здания и сооружения, имеющие ограниченное народно-хозяйственное значение (склады, временные сооружения и т.п.)
II	Класс II: здания и сооружения, имеющие важное народно-хозяйственное значение (промышленные, сельскохозяйственные, жилищно-гражданские объекты)
III	Класс I: объекты особо-важного значения (главные корпуса АЭС, здания театров, институтов, спортивные сооружения)

Таблица 2.2. - Категории технического состояния здания или сооружения (по ВСН-490-87)

Сооружения	Категория состояния	Деформации в конструкциях
Производственные и каркасные здания с полным каркасом	I	В элементах каркаса повреждений нет
	II	В элементах имеются трещины раскрытием до 0,5мм
	III	Непрерывные трещины с раскрытием до 1мм
Здания и сооружения, в конструкциях которых не возникает усилие от неравномерных осадок	I	В несущих конструкциях повреждений нет
	II	В несущих конструкциях раскрытие трещин до 0,1мм
	III	Сплошные трещины с шириной раскрытия до 1мм
Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами	I	В несущих стенах повреждений нет
	II	Трещины с раскрытием до 3мм
	III	Сквозные трещины в стенах
Высокие жёсткие сооружения, дымовые трубы	I	В железобетонных конструкциях местные трещины до 0,5мм
	II	В железобетонных конструкциях трещины с раскрытием до 0,5мм, в стойках до 1мм
	III	В железобетонных конструкциях трещины с раскрытием 5мм до 1мм, крен более 0,002

Примечание: этой таблицей необходимо пользоваться и для определения категории технического состояния застройки, окружающей объект реконструкции или нового строительства.

Таблица 2.3. - Категория риска для существующей застройки

Категория	При реконструкции	При новом строительстве
I	Реконструкция осуществляется без увеличения нагрузки на основание и без изменения статических условий работы основания	Окружающая застройка находится вне зоны влияния строящегося объекта
II	Реконструкция предполагает изменение нагрузок и условий работы основания без его перегрузки	Окружающая застройка вне зоны влияния строящегося объекта, но в зоне влияния техногенных факторов
III	Реконструкция предполагает изменение нагрузок и условий работы основания, которые приводят к перегрузкам основания	Окружающая застройка находится в зоне влияния строящегося объекта

Примечание: к геотехнической категории I следует относить реконструкцию, устанавливаемую по категории I таблицы 3 + категория I таблицы 2 + класс 3 таблицы 1. III категория реконструкции устанавливается, в случае если присутствует хотя бы одна компонента категории III любой таблицы. К категории II следует относить объекты, устанавливаемые при сочетаниях, не вошедших в вышеназванные 2 группы.

Инженерные изыскания

Для геотехнической категории II устанавливается следующий перечень работ по инженерным изысканиям:

- изучение архивных материалов инженерно-геологических изысканий;
- динамическое и статическое зондирование грунтов, если результаты испытаний на площадке отличаются от архивных;
- выполнение шурфов у каждого вида конструкций с отбором и испытаниями грунтов, обмерами существующих фундаментов;
- определение прочности этих фундаментов неразрушающими методами;
- ревизия и оценка состояния дренажных систем;
- выявление гидрогеологического режима и химического состава подземных вод;
- выявление наличия и местонахождения старых фундаментов, подвалов и тоннелей;

Обследование реконструируемого и примыкающих зданий.

Включает в себя: анализ проектной и архивной документации, составление обмерочных чертежей, визуальное освидетельствование объекта и составление дефектных ведомостей, инструментальное обследование гидроизоляции, выборочное вскрытие основных несущих элементов для определения их состояния, определение прочности несущих конструкций неразрушающими методами, определение фоновых параметров колебаний конструкций от транспорта иди соседних производств, оценка степени физического износа, поверочные расчеты.

Инженерно-геодезические изыскания

Включают в себя: обязательную съемку реконструируемого здания до начала строительных работ; съёмку примыкающих проездов; геодезическое измерение накопленных деформаций (нивелирование цоколя, определение отклонения плоскости стен и углов от вертикали); организацию геодезической сети для мониторинга (в период строительства и после).

ЛЕКЦИЯ 5. Геотехническое обоснование проекта – вторая ступень геотехнического сопровождения. Включает в себя:

- 1) ретроспективный анализ ситуации с выявлением причин деформации и оценкой осадок до реконструкции зданий и окружающей застройки;
- 2) анализ строительной ситуации с прогнозом деформации объекта и окружающей застройки при различных вариантах технологии усиления фундамента объекта и окружающей застройки;
- 3) геотехнический расчёт объекта для выбранных вариантов технологии.

Ретроспективный анализ содержит анализ напряжённо-деформационного состояния оснований реконструируемого здания и окружающей застройки, оценку степени влияния вибрационного фона на осадки, оценку степени завершённости осадок здания, оценку величины допускаемой дополнительной осадки окружающей застройки.

Определение допустимых дополнительных деформаций

При реконструкции в окружающей застройке могут возникать дополнительные осадки s_{ad} , перекосы j_{ad} , крены i_{ad} . Помимо удовлетворения условия $S < S_u$, должно удовлетворяться условие $s_{ad} \leq s_{ad_n}$, $j_{ad} \leq j_{ad_n}$, $i_{ad} \leq i_{ad_n}$.

$$j_{ad} = (s_{ad_a} - s_{ad_b}) / L$$

s_{ad_a} – дополнительная осадка точки a на линии примыкания нового здания к существующему.

s_{ad_b} – осадка точки b существующего здания на расстоянии L от линии примыкания.

L – шаг колонн (при каркасном здании), шаг поперечных несущих стен, расстояние до ближнего проёма (для кирпичных и крупноблочных зданий).

s_{ad_n} – дополнительная осадка противоположной грани здания (для узких зданий).

L – ширина здания или блока для узких зданий; расстояние, где $S_{ad\ n} = 0$ для протяжённых зданий.

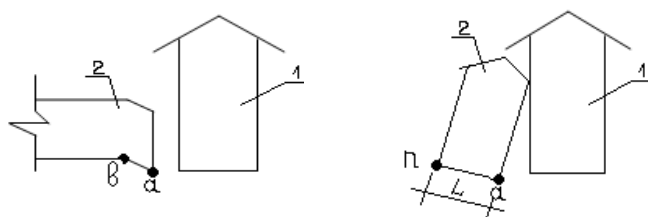


Рис. 2.1. - Схемы расположения зданий:

1 – новое здание; 2 – существующее здание
а) перекос; б) крен.

Возможные случаи:

- 1) $s_{ad} \leq s_{ad_u}$, $s < s_u$ – достаточно устройства осадочных швов;
- 2) $s_{ad} > s_{ad_u}$, $s \leq s_u$ – необходимы специальные мероприятия: устройство шпунтовой стенки, фундамента с консолями и др.;
- 3) $s_{ad} > s_{ad_u}$, $s > s_u$ – строительство не может быть разрешено, необходимо новое решение.

Таблица 2.4. - Предельные значения дополнительных деформаций

Здание	Категория состояния	Осадка, см $S_{ad u}$	Перекас $j_{ad u}$	Крен $i_{ad u}$
Бескаркасные со стенами из кирпича или крупных блоков без армирования	I	4	0,0030	0,04
	II	3	0,0015	0,02
	III	2	0,0010	0,02
То же, с армированием или ж/б поясами	I	6	0,00035	0,04
	II	4	0,00018	0,04
	III	3	0,00012	0,003
Бескаркасные со стенами из крупных панелей	I	4	0,00020	0,004
	II	3	0,00010	0,002
	III	2	0,00007	0,002

Анализ строительства включает в себя оценку размеров зоны влияния реконструкции на окружающую застройку: поиск конструктивного решения, обеспечивающего сохранность объекта и окружающей застройки; выбор оптимальной технологии производства работ.

В случае отрыва котлована его влияние на соседние здания сказывается уже на расстоянии $2H$, где H – глубина котлована.

В первом приближении радиус зоны обследования может быть ограничен одной секцией примыкающих строений, но он должен быть не менее 30м.

Геотехнический расчёт содержит: расчёт по второй группе предельных состояний, определение несущей способности элементов усиления или нового фундамента по грунту и по материалу, оценку устойчивости скважин, шурфов при разных технологиях и оценку осадок усиленного или нового фундамента.

$$R' = Rmk$$

R – без учёта уплотнения грунтов

m – коэффициент учёта изменения физико-механических свойств грунтов за период эксплуатации здания.

$$m = f(p_0/R)$$

p_0 – среднее давление по подошве фундамента.

Если $p_0/R > 80\%$, то $m = 1,3$. Если $p_0/R = 70-80\%$, $m = 1,15$. Если $p_0/R < 70\%$, $m = 1$.

Таблица 2.5. - $k = f(s/s_u)$ в зависимости от вида грунтов.

Грунты	Пески крупные и средней крупности	Пески мелкие	Пылеватые грунты	Пылевато- глинистые $i_t \leq 0$	Пылевато- глинистые $i_t \leq 5$, срок эксплуатации более 15 лет	Пылевато- глинисты с $i_t > 0,5$
К	1,4	1,2	1,1	1,2	2,1	1,07

Примечание: 1. Указанные значения k действительны при $s/s_u = 20\%$. При $s/s_u = 70\%$ $k = 1$.

При уровне грунтовых вод в уровне подошвы фундамента $k = 1,05$.

ЛЕКЦИЯ 6. Усиление и реконструкция фундаментов

Реконструкция зданий и сооружений производится с целью устранения их морального и физического износа и заключается в усилении или замене отдельных конструкций, либо в изменении отдельных размеров объектов.

Причины, вызывающие необходимость реконструкции:

- 1) замена междуэтажных перекрытий, балок, элементов лестничных клеток, колонн и т.п.;
- 2) перебивка этажей с целью получения либо дополнительных этажей, либо уменьшения их числа;
- 3) замена мансард и высоких чердаков дополнительным этажом;
- 4) надстройка дополнительных этажей;
- 5) замена оборудования на более мощное (промпредприятия);
- 6) замачивание просадочных набухающих грунтов, вследствие подъёма уровня грунтовых вод;
- 7) разрушение тела фундамента из-за действия агрессивных вод и транспорта;
- 8) прокладка подземных коммуникаций вблизи существующих.

Начало реконструкции – обследование основания и фундаментов. Оно состоит из 3х этапов: 1 – сбор, обобщение и анализ имеющейся технической документации по строительству и эксплуатации объектов; 2 – обследование надземной части объекта, включающее в себя внешний осмотр, различные обмеры конструкции, при необходимости отбор образцов для определения прочности конструкции, установку маяков для выявления процессов деформации во времени, нивелирование осадок и т.д.; 3 – обследование фундаментов и грунтов оснований (шурфованием и бурением скважин).

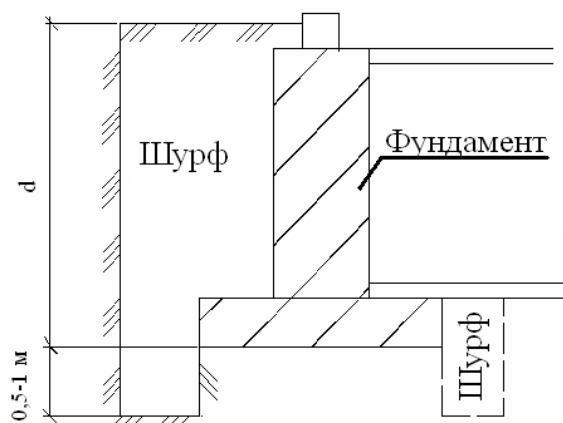


Рис. 2.2. - Шурф.

Шурфование состоит из разработки около фундамента круглых или прямоугольных шурфов (со сторонами 1-2м, глубиной 0,5-1м)

$$d/A_{ш}, \text{ м}^2 = 1,5 \div 2,5 / 2,0; = 1,5 / 1,25; \Rightarrow 2,5 / \geq 2,5.$$

d – глубина заложения подошвы фундамента.

$A_{ш}$ – площадь шурфа.

Круглый шурф называется «дудкой»: $d_{ш} = 0,6 \div 1 \text{ м}$.

Перед началом обследования составляется план, на котором указываются места расположения шурфов и точки бурения скважин. Шурфы обычно делаются в аварийной зоне (если деформации зданий вызваны аварийным состоянием); у фундаментов характерных стен и колонн; в зоне надстройки при надстройке; у наиболее и наименее нагруженных фундаментов; в местах установки дополнительных опор. Количество шурфов во всех случаях не менее одного в каждой секции. При обследовании фундаментов уточняется тип фундамента, его форма, размеры в плане, глубина заложения, материал (бут, красный кирпич, бетон, железобетон), отбираются образцы грунтов, по которым в лаборатории устанавливаются их физико-механические характеристики. Прочность фундаментов устанавливается механическими и неразрушающими методами.

Причины разрушения фундаментов:

- механические повреждения;
- коррозия.

Если в фундаменте трещины и изломы, причины разрушения – неравномерная осадка; если просто трещины – статическая нагрузка; расслоение бутобетонной кладки, выкрошивание раствора, растрескивание фундамента – причина в вибрации механизмов, от транспорта, забивки свай и т.д.

Причины коррозии: агрессивные воды, блуждающие токи.

На каждый шурф составляется паспорт. Если здание изношено на 60%, его проще снести, чем реконструировать. Об этом можно судить по времени эксплуатации (согласно классу здания).

Схемы усиления фундаментов

Ленточные фундаменты

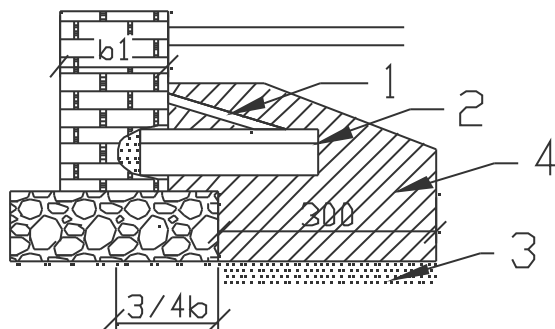


Рис. 2.3. - Одностороннее уширение фундамента монолитным банкетом (приливом)

1 – подкос; 2 – разгружающая балка; 3 – щебёночная подготовка;
4 – бетонный банкет (прилив).

Шаг разгружающих балок 150-200 см. Бетон прилива класса В25 и В30.

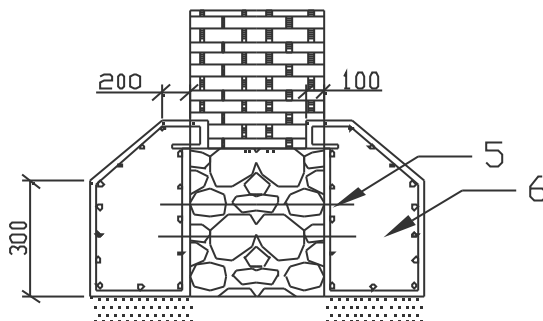


Рис. 2.4. - Двухстороннее уширение фундамента железобетонным приливом

5 – анкерная арматура; 6 – железобетонный банкет

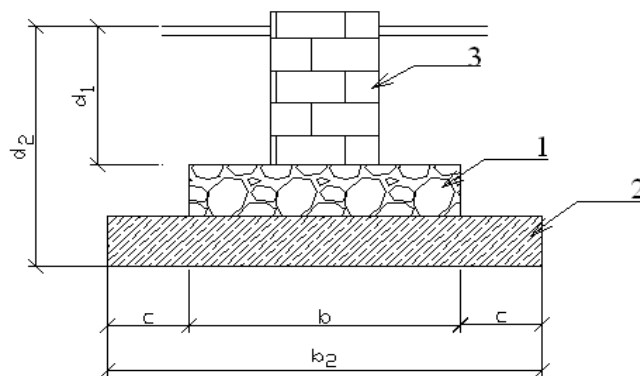


Рис. 2.5. - Усиление ленточного фундамента подводкой

1 – старый фундамент; 2 – новый фундамент; 3 – стена.

Величина c определяется расчётом. Подводка осуществляется захватками.

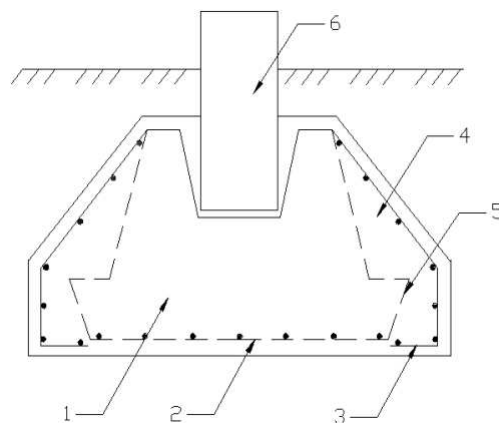


Рис. 2.6. - Усиление отдельно стоящего фундамента

1 – существующий фундамент; 2 – арматура существующего фундамента;
3 – новая арматура; 4 – новый бетон; 5 – поверхность срубки старого бетона;
6 – колонна.

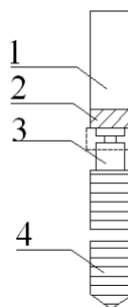


Рис. 2.7. - Пересадка фундамента на вдавливаемые сваи

1 – существующий фундамент; 2 – упорная плита; 3 – гидравлический домкрат; 4 – металлические секции свай длиной около 1 м.

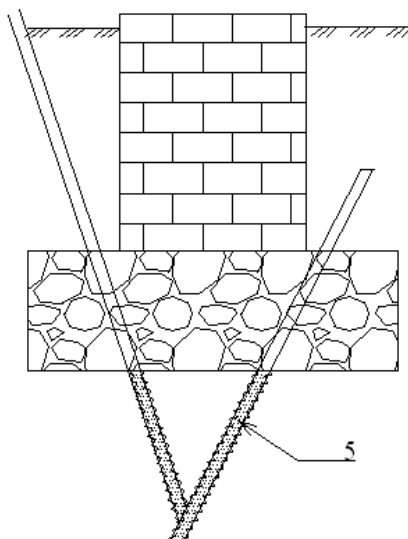


Рис. 2.8. - Усиление основания буронабивными сваями

5 – буронабивная (корневидная) свая.

Диаметр сваи 80-250 мм, длина 6-30 м. Устраивается путём бурения скважины, а потом нагнетанием в неё раствора под давлением.

Помимо конструктивного усиления фундаментов возможна их «пересадка» на буронабивные сваи, устройство подвалов в безподвальных зданиях и наоборот, удаление подвалов и др.

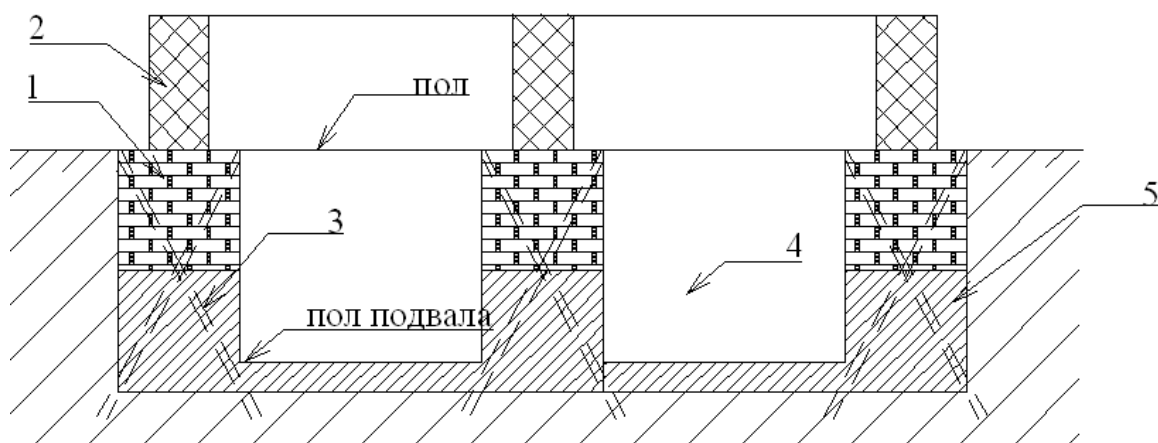


Рис. 2.9. - Устройство подвала в безподвальном здании:

1 – старый фундамент; 2 – стена; 3 – буро-инъекционная свая; 4 – подвальный этаж; 5 – закреплённый грунт

Литература по теме 2.

2.1. Улицкий В.М., Шашкин А.Г. Геотехническое сопровождение реконструкции городов (обследование, расчеты, ведение работ, мониторинг). – М.:Из-во АСВ, 1999.-327с.

2.2. Полищук А.И. Основы проектирования и устройства фундаментов реконструируемых зданий.- Нортхемптон: STT; Томск: STT, 2004. – 476с.

2.3. Коновалов П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий.- М.: Из-во “Бумажная галерея”, 2000.-318с.

2.4. Интернет-журнал “Развитие городов и геотехническое строительство” - www.geores.spb.ru

2.5. Журнал “Світ геотехніки”

2.6. Журнал «Основания, фундаменты и механика грунтов». Сайт – www.ofmg.ru

ТЕМА 3. ПОДТОПЛЕНИЕ

ЛЕКЦИЯ 7. Основные положения проекта ДБН В.1.1-...

Инженерная защита от подтопления грунтовыми водами территорий и сооружений.

Подтопление сопровождается ухудшением физико-механических свойств грунтов, уменьшением несущей способности природных грунтовых оснований, активизацией опасных геологических процессов (карст, оползни, суффозии и т.д.), которые являются причиной опасных осадок зданий и сооружений. Развитие процессов подтопления приводит также к изменению химического состава грунтовых вод и является причиной увеличения их агрессивного воздействия на материалы строительных конструкций; возникновению преждевременных разрушений и деформаций зданий и сооружений; загрязнению, включая тепловое, поверхностных и подземных вод.

Граничная глубина залегания грунтовых вод – это допустимый по прогнозам максимальный уровень грунтовых вод на протяжении всего периода эксплуатации территории, зданий и сооружений.

Таблица 3.1. - Граничные значения глубин залегания подземных вод

Назначение территории	Граничная глубина до уровня подземных вод, м	Примечания
Капитальная застройка:		
При глубине промерзания 1м и больше	Не менее 2м	Не менее 0,3 от подошвы фундаментов сооружений
То же, но менее 1м	Не менее 1,5м	То же
С подвальным помещением	От пола подвала не менее 1м	То же
С разветвлённым подземным пространством (подземные пешеходно-транспортные сооружения, большие теплотрассы, коллекторы)	От пола заглублённых сооружений не менее 0,5м	То же
Малозэтажная частная застройка	Не менее 1,5м	Не менее глубины промерзания
Улицы, дороги и площади	Не менее 1,0м	То же
Стадионы, парки, скверы	Не менее 0,5м	Необходимо локальное водопонижение
Промышленная зона		
Зелёные насаждения		
Сосна	1,0м	
Тополь	0,4м	
Фруктовые деревья	1,0 – 1,5м	
Берёза	1,5м	

Среди подтапливаемых территорий по уровню развития процесса выделяются территории *потенциально подтапливаемые, подтапливаемые и такие, которые требуют обязательной защиты.*

Потенциально подтапливаемые территории – определяются в границах всех склонных к подтоплению участков, на которых повышение уровня грунтовых вод уже вызвало или может вызвать (по прогнозам) существенное ухудшение условий жизни населения и проведения хозяйственной деятельности или возникновение чрезвычайных ситуаций.

Подтапливаемые территории городов и посёлков по стадиям развития процесса подтопления разделяются на:

Подтапливаемые территории в границах участков, на которых уровень грунтовых вод постоянно или временно (не учитывая случайных аварийных ситуаций) находится выше граничной глубины, приведенных в таблице 3.1, или же повышение уровня грунтовых вод значительно влияет на работу объектов экономики в регламентированном режиме.

Подтапливаемые территории, которые требуют срочной защиты участков, на которых образовалась чрезвычайная ситуация, связанная с повышением уровня грунтовых вод (подтоплением) и его последствиями, или же как следствие подтопления сложились неудовлетворительные санитарно-гигиенические либо экологические условия (согласно действующим нормативам).

Потенциально подтапливаемые территории – территории, на которых повышение уровня грунтовых вод выше проектных норм осушения территории населённых пунктов ещё не случилось, но возможно по прогнозам или по стечению действующих факторов и причин. Это, например, территории с высоким залеганием водоупорных слоёв.

Меры предотвращения:

- штучное повышение плановых отметок территории;
- организация надлежащего отведения стока поверхностных вод;
- обеспечение качественного выполнения работ по строительству водопроводных сетей и искусственных водосодержащих объектов;

- устройство гидроизоляции фундаментов, заглублённых сооружений и коммуникаций;
- устройство противofiltrационных экранов под промышленными накопителями и завес вокруг них;
- строительство береговых, главных, перехватывающих и других видов дренажей для предотвращения подтопления территории.

Защита территорий и сооружений от подтопления грунтовыми водами:

- устройство дренажей разных типов;
- выполнение наружной или внутренней гидроизоляции.

В комплексах инженерной защиты от подтопления грунтовыми водами территорий сооружений необходимо применять дренажи следующих видов: горизонтальный, вертикальный, комбинированный, лучевой, или же специальные виды дренажей.

При проектировании оснований и фундаментов зданий и сооружений должна учитываться возможность изменения гидрогеологических условий площадки в процессе строительства и эксплуатации объекта, которые могут быть обусловлены как природными, так и техногенными причинами. В первом случае – это естественные сезонные, многолетние колебания уровня подземных вод (УПВ), во втором - возможные техногенные изменения УПВ и изменение степени агрессивности ПВ и коррозионной активности грунтов.

Оценка возможных изменений УПВ на площадке строительства должна выполняться при инженерных изысканиях для зданий и сооружений 1 и 2 классов с учетом указанных выше причин. При выполнении этой оценки необходимо помнить, что новые режимобразующие факторы, изменяющие существующую структуру водного баланса территории, являются дополнительной техногенной нагрузкой на геологическую среду, а возникающие неблагоприятные последствия – в первую очередь подтопление (а также карст, оползни и т.д.) - это реакция (отклик) среды на действие указанных факторов.*

* См. Правила учета степени ответственности зданий и сооружений.

Все режимообразующие факторы в зависимости от масштаба воздействия на данную территорию делятся на региональные (внешние и внутренние) и локальные.

Региональные внешние факторы (по отношению к рассматриваемой территории) ведут к повышению или понижению УПВ. В первом случае – это распространение подпора ПВ от водохранилищ, каналов, бассейнов и других гидротехнических сооружений, за счет фильтрации с орошаемых земель на прилегающие территории и т.д. Во втором случае – это образование воронок депрессии в результате работы крупных водозаборов подземных вод, систем осушения шахтных полей, крупных карьеров, болот и т.д.

Региональные внутренние факторы (действующие в пределах застраиваемой территории) также являются причинами повышения или понижения УПВ. В первом случае – это подпор ПВ от близ расположенных ТЭЦ, промпредприятий с «мокрым» технологическим процессом, инфильтрация утечек из крупных коллекторов системы канализации и т.д. Во втором – это образование воронок депрессии от воздействия отдельных городских водозаборов, дренажных систем, систем осушения тоннелей метро и др.

Локальные факторы ведут к пополнению или отбору ПВ и, следовательно, к повышению или понижению их уровня. В первом случае – это подпор от барражирующего и загряздающего действия заглубленных конструкций зданий и сооружений (в том числе и свайных фундаментов, которые заметно влияют на фильтрационные свойства грунтов), от участков набережных, тоннелей, засыпанных оврагов, балок, от созданных отдельных участков насыпных и намывных грунтов, способствующих накоплению в них воды, инфильтрация утечек из водонесущих коммуникаций и вод поверхностного стока из-за его нарушения (недостатки вертикальной планировки) или из-за недостаточно развитой сети ливневой канализации и т.п.; во втором случае – это образование депрессионных воронок от действия одиночных водозаборных скважин и дрен и др.

В результате действия режимобразующих факторов при освоении территории и последующей ее эксплуатации происходит коренное изменение водного режима, нередко приводящее к возникновению неблагоприятных последствий для зданий и сооружений – деформациям, подтоплению подземных помещений, коррозии подземных конструкций и т.д. На рис.3.1. приведена краткая схема техногенных изменений водного режима и их последствий.

Важной мерой оценки возможного изменения УПВ является степень потенциальной подтопляемости территории, которая должна устанавливаться не только с учетом инженерно- геологических и гидрогеологических условий площадки строительства и прилегающих территорий, но и конструктивных и технологических особенностей проектируемых и эксплуатируемых сооружений, в том числе инженерных сетей.

Все застраиваемые территории по характеру подтопления делятся на естественно и техногенно подтопленные и неподтопленные, которые, в свою очередь, подразделяются на потенциально подтопленные и потенциально неподтопленные.

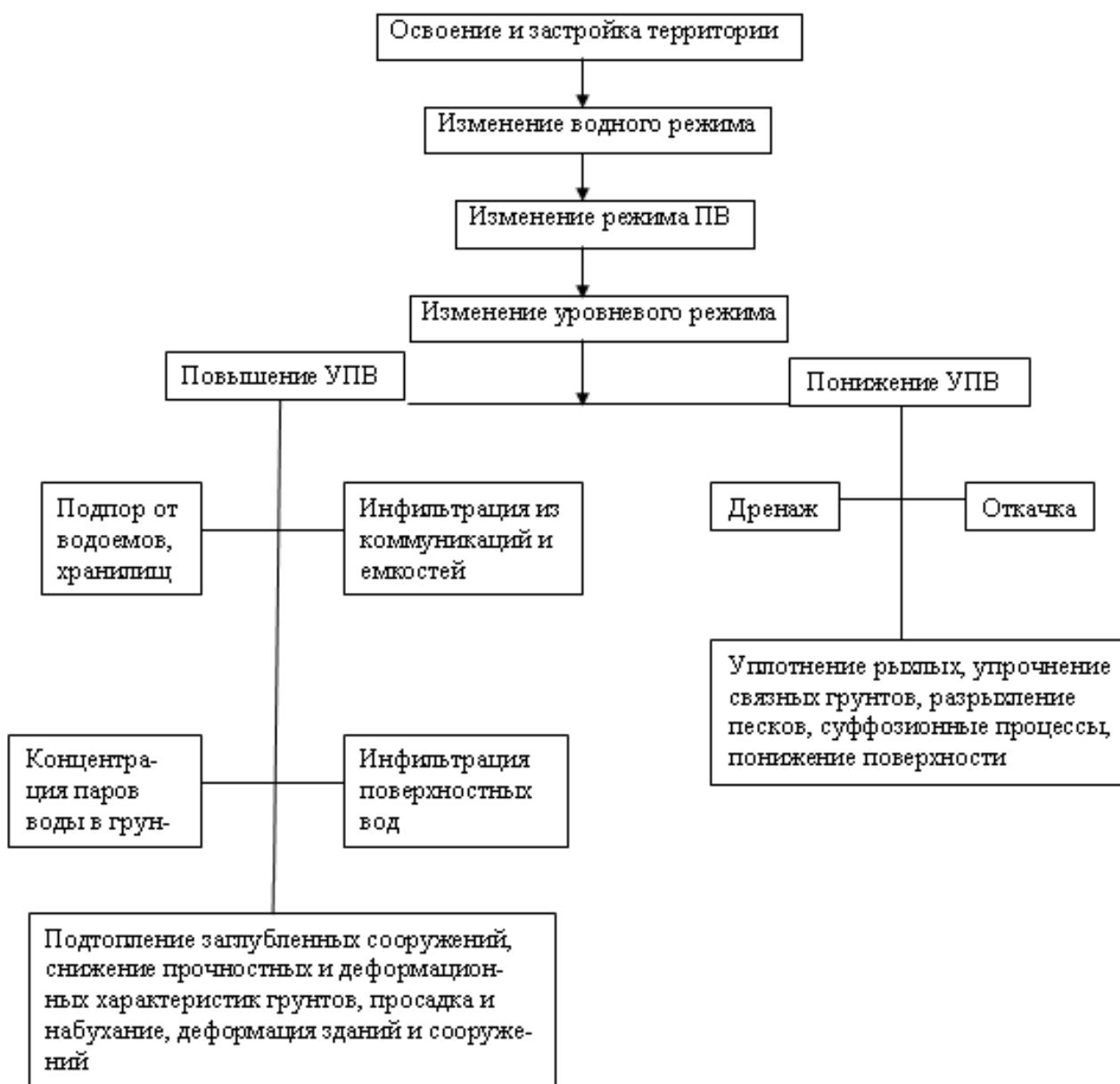


Рис. 3.1. - Краткая схема техногенных изменений водного режима и их последствий

Подтопленные территории - это территории, на которых УПВ или влажность грунтов достигли или периодически (например, сезонно) достигают критических величин, при которых строительство или эксплуатация объекта невозможны без применения специальных мероприятий. Основными техногенными причинами подтопления являются: при строительстве - изменение условий поверхностного стока при вертикальной планировке, засыпке естественных дренажей при производстве земляных работ; значительный перерыв (как правило) между выполнением

земляных работ и особенно строительными работами (устройство фундаментов, прокладка коммуникаций и т.п.); при эксплуатации инфильтрация утечек производственных вод, уменьшение испарения под зданиями и покрытиями дорог, поля зеленых насаждений, нарушение условий подземного стока и т. д.

Основными природными условиями возникновения процесса строительного подтопления являются: наличие проницаемых грунтов и прослоек, относительно близкое расположение УПВ и водоупора и низкая дренированность территории.

К потенциально подтопляемым относятся территории, на которых в результате строительного освоения происходит повышение УПВ или влажности грунтов до значений, при которых нормальная эксплуатация зданий и сооружений затруднена.

На потенциально неподтопляемых территориях (незастроенных или застроенных) вследствие наличия хорошо проницаемых грунтов или относительно низкого положения УПВ, а также благоприятных техногенных условиях (незначительный барражный эффект, отсутствие или малые утечки из коммуникаций и т. д.) существенного повышения влажности грунтов и УПВ не наблюдается.

Расчет степени потенциальной подтопляемости

Процесс развития подтопления следует разделять на два периода:

- в течение первого поднимающийся УПВ или увеличивающаяся влажность грунтов практически еще не оказывают влияния на строительство или эксплуатацию сооружения, т.е. критические значения подтопляющего уровня подземных вод $H_{кр.}$ или влажности грунтов $W_{кр.}$ еще не достигнуты;
- второй период характеризуется достижением критических значений $H_{кр}$ и $W_{кр.}$ и отрицательным влиянием подтопления на грунты основания и подземные части зданий и сооружений.

Первый период определяется как расчетный T_p и принимается для 1 класса сооружений равным 25 годам и для 2 класса - 15 годам. Если за этот период величины $H_{кр}$ и $W_{кр.}$ не будут достигнуты, то территорию условно следует считать неподтопляемой.

Критический подтопляющий уровень $H_{кр}$ устанавливается проектной и изыскательской организациями на основании таких факторов как подтопление заглубленных помещений, коммуникаций, обводнение грунтов, ведущее к снижению их деформативных свойств, просадкам, набуханию, образованию карста, оползней и т.д.

Расчет интенсивности (степени) потенциальной подтопляемости при двухстадийном проектировании выполняется на стадии составления проекта. В основе методики расчета используются следующие предпосылки:

- все промышленные предприятия классифицируются по удельному расходу воды в зависимости от «мокрого» или «сухого» технологического процессов (табл. 3.2);

- на основании имеющихся материалов по подтопленным застроенным территориям все типы грунтовых условий приведены к четырем схемам, в основе которых лежат типовые геологические разрезы (табл. 3.3).

Исходя из данных табл. 3.2 и 3.3 все территории разделяются по подтопляемости на четыре типа (табл.3.4). Как следует из этой таблицы наибольшей подтопляемостью обладают территории, сложенные слабо проницаемыми и просадочными грунтами, и застроенными сооружениями с большим потреблением воды для которых скорость повышения УПВ в первые 10 лет может достигать 0.5 ...1м и более в год.

Потенциальная подтопляемость территории оценивается с помощью критерия потенциальной подтопляемости P

$$P = (h_e - \Delta h) / H_{кр}, \quad (3.1)$$

где h_e , (м) - уровень подземных вод до начала подтопления определяемый по данным инженерных изысканий, отсчитываемый от поверхности земли;

Δh , (м) - величина прогнозируемого подъема подземных вод в данной точке, определяемая по данным табл. 3.4;

$H_{кр}$ (м) - критический подтопляющий УПВ, отсчитываемый от поверхности земли.

Таблица 3.2 - Классификация объектов по удельному расходу воды

Классификационная группа объектов	Удельный расход воды, м ³ /сут на 1 га занимаемой объектом площади	Отраслевая принадлежность объекта
1	2	3
А	15000 80000	Целлюлозно-бумажная, энергетическая, частично металлургическая промышленность
Б	15000 5000	Химическая, нефтехимическая, металлургическая промышленность, горно-обогатительные фабрики и комбинаты
В	5000 500	Машиностроительная, станкостроительная, трубопрокатные заводы, частично пищевая промышленность
Г	500 50	Текстильная, легкая, стройматериалов, пищевая и другие виды промышленности
Д	50	Элеваторы, мукомольные заводы, хлебоприемные пункты, мелькомбинаты и т. п.

Таблица 3.3.

№ схемы природных условий	Типовые литологические разрезы	Толщина слоя м	Глубина на УПВ, м	Гидрогеологическая зона увлажнения и их географическая приуроченность
1	2	3	4	5
1	Слой 1 - лессовидные суглинки и супеси просадочные. Слой 2 - (водоупор) - глины, песчаники, аргиллиты, известняки и др.	до 25	15-25	Зона переменного увлажнения, вся территория Украины
2	Слой 1 - супеси, суглинки, пески алювиогляциальные Слой 2 - (водоупор) - глины и суглинки моренные	до 15	до 10	Зона избыточного увлажнения, большая часть территории Украины
3	Слой 1 - суглинки или супеси покровные малой мощности Слой 2 - (водоупор)-глины набухающие	1-5	более 15	Зона недостаточного и частично переменного увлажнения, небольшие территории восточной и южной Украины
4.	Слой 1 - суглинок, супеси, пески пылеватые, мелкие, крупные, галечники Слой 2 - (водоупор)-коренные породы различного возраста	до 10	5-10	Зона переменного увлажнения, большая часть территории Украины

Таблица 3.4 - Типы подтопляемости строительных объектов

Тип подтопляемости	Схема природных условий	Группа объекта по количеству потребляемой воды	Скорость подъема подземных вод			
			за первые 10 лет, м/год	от 10 до 15 лет, м/год	от 15 до 20 лет, м/год	от 20 до 25 лет, м/год
1	2	3	4	5	6	7
I	1	А, Б, В	0.5...1.0	0.25...0.5	0.3...0.6	0.15...0.30
	2	А, Б			0.2...0.4	
	3	А, Б				
II	1	А, Г	0.3...0.5	0.1...0.2	0.1...0.15	0.08...0.13
	2	В				
	4	А, Б				
III	1	Д	0.1...0.3	0.03...0.1	0.025...0.08	0.02...0.06
	2	Г, Д				
	3	В, Г, Д				
	4	В, Г, Д				

При $P \leq 1$ и $t_{кр.} \leq T_{расч.}$; ($t_{кр.}$ - период времени, в течении которого наступает критический уровень $H_{кр.}$) территория является потенциально подтопляемой; при $t_{кр.} > T_{расч.}$ - потенциально неподтопляемой. Время $t_{кр.}$ является косвенным удобным показателем интенсивности (или степени) потенциальной подтопляемости территории и определяется следующим образом.

Принимая в 3.1. $P=1$, получим

$$\Delta h = h_e - H_{кр.}$$

Используя данные таблицы 3.4., где приведены скорости подъема УПВ, величину $t_{кр.}$ можно определить из выражения

$$t_{кр.} = \Delta h / V \quad (3.2)$$

Располагая значением $t_{кр.}$, степень потенциальной подтопляемости территории устанавливается: для I класса сооружений первая степень потенциальной подтопляемости (наиболее опасная) - подтопление происходит через 5 и менее лет; вторая степень через 10, третья - через 15, четвертая - через 20 и пятая через 25 лет; для II класса сооружений - действуют лишь первые три степени потенциальной подтопляемости.

Описанным образом производится лишь качественная оценка потенциальной подтопляемости застраиваемой территории; количественная оценка выполняется для ответственных сооружений (при соответствующем обосновании) когда прогноз изменения УПВ с учетом техногенных факторов делается на основе комплексных специальных исследований, включающих как минимум годовой цикл стационарных наблюдений за режимом подземных вод.

Предупредительные мероприятия от подтопления

В зависимости от результатов прогнозирования подтопления застраиваемой территории должны предусматриваться *предупредительные* или *защитные* мероприятия против подтопления.

Предупредительные мероприятия проводятся на всех потенциально подтопляемых территориях, предназначенных для строительного освоения.

Если при прогнозируемом уровне подземных вод возможны - недопустимое ухудшение физико-механических свойств грунтов оснований фундаментов или нарушение нормальной эксплуатации заглубленных помещений, в проекте должны предусматриваться предупредительные мероприятия, включающие в себя, в первую очередь, следующие виды работ:

устройство защитной гидроизоляции заглубленных сооружений, конструкций и подземных коммуникаций;

сооружение профилактических пристенных, пластовых и сопутствующих дренажей;

мероприятия по предупреждению утечек из водопроводящих сетей.

Конструктивные решения, ограничивающие подъем УПВ - противодиффузионные завесы, дренаж, специальные каналы для коммуникаций и т.п.

ЛЕКЦИЯ 8-9. Гидроизоляция и дренаж

В зависимости от используемого материала и способа выполнения различаются следующие типы гидроизоляции: металлическая, окрасочная и оклеечная битумная, штукатурная цементная и наносимая торкретированием цементного раствора, штукатурная асфальтовая из холодных (эмульсионных) мастик, штукатурная асфальтовая из горячих мастик и растворов, литая асфальтовая, пластмассовая (окрасочная и оклеечная).

Металлическая гидроизоляция выполняется в виде сплошного ограждения из стальных листов толщиной не менее 4 мм, соединенных между собой сваркой, а с изолируемой конструкцией путем заанкирования в бетон.

Окрасочная битумная гидроизоляция - это 2-...4 слоя нефтяного битума общей толщиной 3...6 мм, нанесенных на изолируемую поверхность с увлажняемой стороны.

Оклеечная гидроизоляция проектируется только из гнилостойких рулонных материалов: битум, гидроизола, изола, стеклоткани и стекловолокна. Гидроизоляционный ковер наклеивается послойно битумом или мастикой со стороны гидростатического напора на ровную огрунтованную разжиженным битумом и высушенную поверхность изолируемой конструкции. Количество слоев гидроизоляции назначается в зависимости от категории изолируемого помещения и действующего гидростатического напора (см. табл.3.5)

Таблица 3.5. - Количество слоев оклеечной гидроизоляции

Назначение гидроизоляции	Количество слоев рулонного материала при категориях помещений		
	I	II	III
Против капиллярной влаги и просачивающейся воды	3	2	-
Против гидростатического напора до 5 м	4	3	2
Против гидростатического напора более 5 м до 30 м	5	4	3

Штукатурная цементная гидроизоляция - это покрытие увлажненной шероховатой изолируемой поверхности цементно-песчаным раствором (состава от 1:1 до 1:2), наносимым механизированным (торкретирование цемент-крошкой) или ручным способами; торкретирование производится двумя или тремя наметами при общей толщине изоляции соответственно 25 или 30мм.

Штукатурная асфальтовая гидроизоляция из холодных мастик выполняется из эмульсионной асфальтовой мастики, наносимой на изолируемую поверхность со стороны действующего напора несколькими способами(наметами); толщина отдельных слоев холодной мастики при механизированном способе должна быть от 2 до 4 мм, при ручном - до 20мм. Количество слоев и общая толщина гидроизоляции назначаются в зависимости от величины действующего гидростатического напора (см. табл. 3.6.)

Таблица 3.6. - Штукатурная асфальтовая гидроизоляция из холодных мастик

Назначение гидроизоляции	Гидроизоляция	
	Количество наметов	Общая толщина, мм
При капиллярном подсосе влаги	2	5...7
При напоре до 10м	3...4	10...15
При напоре 10м и более, а также при защите помещений I категории при любом напоре (до30м)	4...5	15...20

Литая асфальтовая гидроизоляция устраивается из асфальтовых материалов (раствора и мастики), наносимых на изолируемую поверхность в расплавленном состоянии путем розлива и разравнивания либо замену шва или полости между отдельными элементами сооружения.

Количество и толщина горизонтальных слоев литой гидроизоляции принимается по табл.3.7.

Таблица 3.7. - Литая асфальтовая гидроизоляция

Назначение гидроизоляции	Варианты	Толщина отдельных слоев, мм			
		первого слоя		второго слоя	
		из асфальтовой мастики	из асфальтового раствора	из асфальтовой мастики	из асфальтового раствора
1	2	3	4	5	6
Против капиллярной влаги	1	5...7	-	-	-
	2	-	12...15	-	-
Против гидростатического напора	1	5...7	-	5...7	-
	2	5...7	-	-	15...20
	3	-	15...20	-	15...20
Против гидростатического напора свыше 10м также при защите помещений I-ой категории при любом напоре (до 30м)	1	7...10	-	7...10	-
	2	7...10	-	-	2-...25
	3	-	20...25	-	20...25

Толщина вертикальной гидроизоляции (ширина щели) назначается в зависимости от вида гидроизоляционного материала, высоты одновременной заливки и температуры окружающего воздуха.

Пластмассовая гидроизоляция (окрасочная и оклеечная) выполняется путем окраски изолируемой поверхности несколькими слоями лакокрасочными составами или наклейки на нее (либо укладки насухо со сваркой стыков) листовых и рулонных пластмасс. В качестве окрасочных составов рекомендуется применять этиленовые краски, эпоксидные смолы, венилоденхлоридные краски, шпаклевочный лак, кремнийорганические соединения (силиконы), перфонилиновые эмали и др.; в качестве листовых и рулонных пластмасс - полихлорвинил (ПХВ) винипласт, полиизобутилен, полиэтилен (ПЭ), полиамид (ПА) и др. Наибольшее применение пластмассовая гидроизоляция имеет в агрессивных средах.

При выборе типа гидроизоляции необходимо учитывать следующие факторы:

а) требуемую сухость изолируемого помещения, устанавливаемую в соответствии с той или иной категорией сухости (см. ниже табл. 3.8.);

- б) трещиностойкость изолируемых конструкций (табл. 3.8.);
- в) величину гидростатического напора;
- г) механические воздействия на гидроизоляцию (табл.3.9.);
- д) действие на гидроизоляцию агрессивных сред (табл.3.9.);
- е) температурные воздействия на гидроизоляцию (табл.3.9.);
- ж) стоимость гидроизоляции (табл.3.9.).

Все изолируемые помещения делятся на три категории, характеризующие степень сухости ограждающих конструкций:

I-я категория - помещения с сухой поверхностью ограждающих конструкций - допускаются лишь сырые пятна общей площадью не более 1%;

II-я категория - помещения с отдельными влажными участками ограждающих конструкций, общая площадь которых не должна превышать 20% всей поверхности;

III-я категория - помещения с выделением капельной влаги на стенах и полу (но не потолке) при условии, что общая площадь увлажненных участков должна быть не более 20% всей поверхности ограждающих конструкций.

По трещиностойкости все изолируемые конструкции разделяются на три группы в зависимости от предельной величины расчетного раскрытия трещин:

I-я группа - трещиностойкие конструкции без раскрытия трещин;

II-я группа - конструкции с ограниченным раскрытием трещин до 0.05 и 0.1мм (см. табл.3.8.);

III-я группа - конструкции, рассчитываемые только на прочность.

Таблица 3.8. - Рекомендации по выбору типа гидроизоляции при наличии гидростатического напора (+ рекомендуется или допускается; - не рекомендуется или не применяется)

Изолируемая конструкция		Тип гидроизоляции																			
			цементная, штукатурная, наносим. торкретированием			асфальтовые (литая и горячая штукатурн)			асфальтовая холодная			битумная				пластмассовая					
														оклеечная	окрасочная		листовая	окрасочная			
			III	II	I	III	II	I	III	II	I	I,	III	II	I	I,	III	II	I		
			до				до			до		II,		до		II,		до			
			0.05				0.1			0.1		III		0.1		III		0.1			
			мм				мм			мм				мм				мм			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	
Подвалы зданий, заглубленные и подземные помещения и сооружения возводимые открытым способом (тоннели, галереи, каналы, прямки, переходы и т.п.	По-дош ва	I	+	-	-	-	-	-	+	-	+	+	+	-	-	-	+	-	-	+	
		II	-	-	-	-	-	+	+	+	+	+	+	-	-	+	+	-	+	+	
		III	-	-	-	-	+	+	+	+	+	+	+	+	-	+	+	+	+	+	+
		I	+	-	-	-	+	+	+	+	-	+	+	+	-	-	-	+	-	-	+
Кессоны	Стены	II	-	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	-	-	+	+	-	+	+	
		III	-	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	-	+	+	+	+	+	+	
		I	+	-	-	-	-	-	-	+	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
перекрытия над камерой	II	-	+	+	+	-	+	+	+	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		III	-	+	+	+		+	+	+	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		I	+	-	-	-	-	-	-	+	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
Бесканальные тепло провода			-	-	-	-	+	+	+	-	-	-	+	-	-	-	+	-	-	-
	пере	I	-	-	-	-	-	-	+	+	+	+	+	-	-	-	+	-	-	-
	кры	II	-	+	+	+	-	+	+	+	+	+	+	-	-	-	+	-	-	+
	тия	III	-	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	-	-	-	+	-	+
Водонаполненные сооружения (резервуары, бассейны, лотки, отстойники и.т.п.)	Днища	-	+	+	+	+	-	+	+	-	+	+	+	-	+	+	+	-	+	+
	Стены	-	+	+	+	+	+	+	+	-	+	+	+	-	+	+	+	-	+	+
	перекрытия	-	+	+	+	+	-	+	+	-	+	+	+	-	+	+	+	-	+	+
Опускные колодцы	Стены	I	+	-	-	-	-	-	+	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1		II	-	+	+	+	-	+	+	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
		III	-	+	+	+	+	+	+	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Днища	I	-	-	-	-	-	-	+	-	-	-	+	+	-	-	+	-	-	-
		II	-	-	-	-	-	+	+	-	-	+	+	-	-	-	+	-	-	-
		III	-	-	-	-	+	+	+	-	+	+	+	-	-	-	+	-	-	-

Таблица 3.9. - Основные свойства гидроизоляции (+ обладает свойствами; - не обладает свойствами)

№ п/п	Свойства Гидроизоляции	Тип гидроизоляции								
		Металлическая	Цементная таркет	Асфальтовая горячая	Асфальтовая холодная	Асфальтовая литая	Битумная		Пластмассовая	
							Окрасочная	Оклеечная	Окрасочная	Окрасочная
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1.	Стойкость против гидростатического напора, в м	Не ограни- чивается	20	30	30	30	2	30	5	30
2.	Стойкость при механически х воздействиях									
	а) давление сооружения	+	+	+	+	+	+	+	+	+
	б) давление грунта	+	+	+	+	+	+	+	+	+
	с) поток воды и волны	+	+	+	+	+	+	+	+	+
	д) примерзший лед, снег	+	+	+	+	+	+	+	+	+
	е) сдвиг при сползании грунта при опускании	+	+	+	+	+	+	+	+	+
3.	Стойкость при действии агрессивных сред:									
	а) мягкие и слабощелочные воды	+	+	+	+	+	+	+	+	+
	б) сульфатная и магниезиальная агрессия	+	+	+	+	+	+	+	+	+
	с) обще кислотная и углекислая агрессия	-	-	+	-	+	+	+	+	+
	д) нефтепродукты	+	+	-	-	-	-		+	+
	е) блуждающие токи (при отсутствии защиты металлических элементов)	-	-	+	-	+	-	+	+	+
4.	Стойкость при температурном воздействии (максимально допустимая температура в град. С)	700	80	60	80	60	40	40	60	60
5.	Возможность нанесения на влажные основания	+	+	-	+	-	-	-	-	+
6.	Возможность производства работ на воздухе в зимнее время	+	-	+	+	+	+	-	+	+
7.	Ориентировочная сравнительная стоимость (за единицу принята стоимость окрасочной битумной изоляции)	40-60	2	3	2	3	1	7	5	10-15

Ниже на рисунках приведены схемы гидроизоляции различных фундаментов и подземных сооружений.

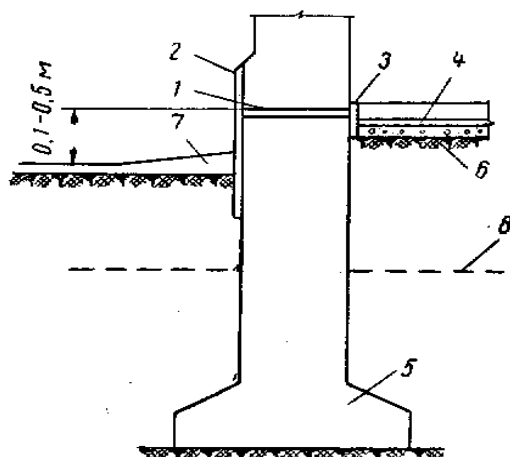


Рис. 3.2. - Устройство противокapиллярных прокладок в стенах.

1 – противокapиллярная прокладка; 2 – цементная штукатурка; 3 – покрытие мастикой; 4 – гидроизоляция пола; 5 – фундамент; 6 – бетонная подготовка; 7 – отмостка; 8 – максимальный уровень грунтовых вод.

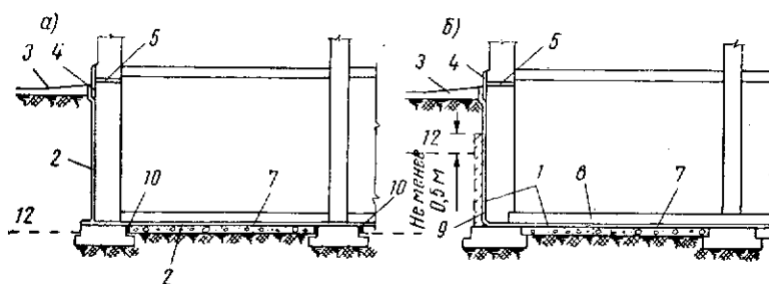


Рис. 3.3. - Гидроизоляция подвалов.

а – от грунтовой капиллярной влаги; б – от напора грунтовых вод (железобетонное днище заанкерено в стены)

1 – гидроизоляция от напора грунтовых вод; 2 – гидроизоляция от капиллярной влаги; 3 – отмостка; 4 – цементная штукатурка; 5 – противокapиллярная прокладка; 7 – бетонная подготовка; 8 – заанкеренная железобетонная плита; 9 – защитное ограждение; 10 – окраска мастикой; 12 – максимальный уровень грунтовых вод.

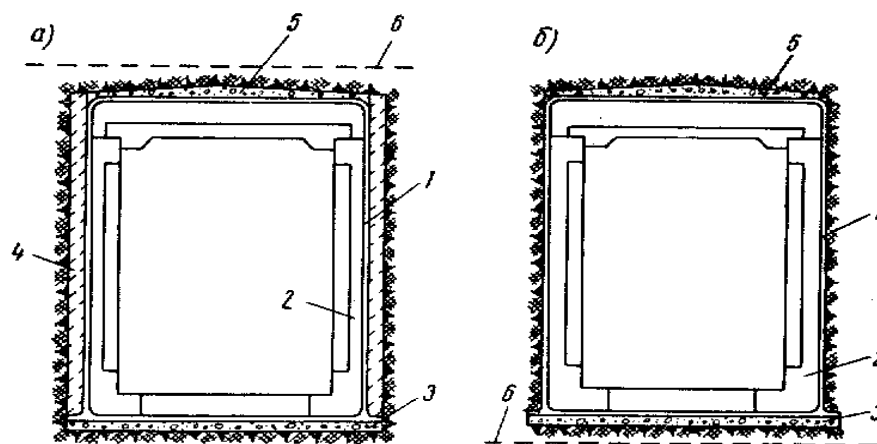


Рис 3.4. - Гидроизоляция подземных сооружений.

а – от напора грунтовых вод; б – от грунтовой капиллярной влаги.

1 – гидроизоляция; 2 – несущая конструкция; 3 – бетонная подготовка;
4 – защитное ограждение гидроизоляции на стенах; 5 – защитное покрытие;
6 – максимальный уровень грунтовых вод.

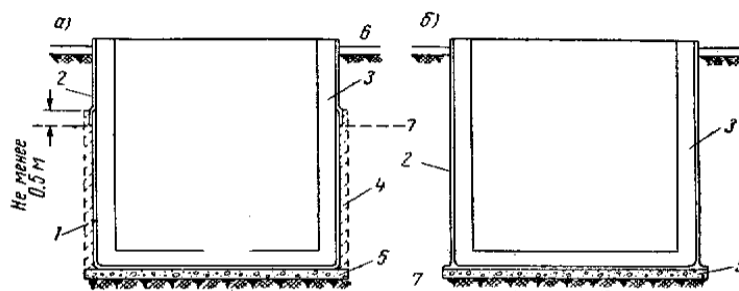


Рис 3.5. - Гидроизоляция заглубленных сооружений.

а – от напора грунтовых вод; б – от грунтовой капиллярной влаги.

1 – гидроизоляция от напора грунтовых вод; 2 – то же, от капиллярной влаги;
3 – несущая конструкция; 4 – защитное ограждение; 5 – бетонная подготовка;
6 – уровень земли; 7 – максимальный уровень грунтовых вод.

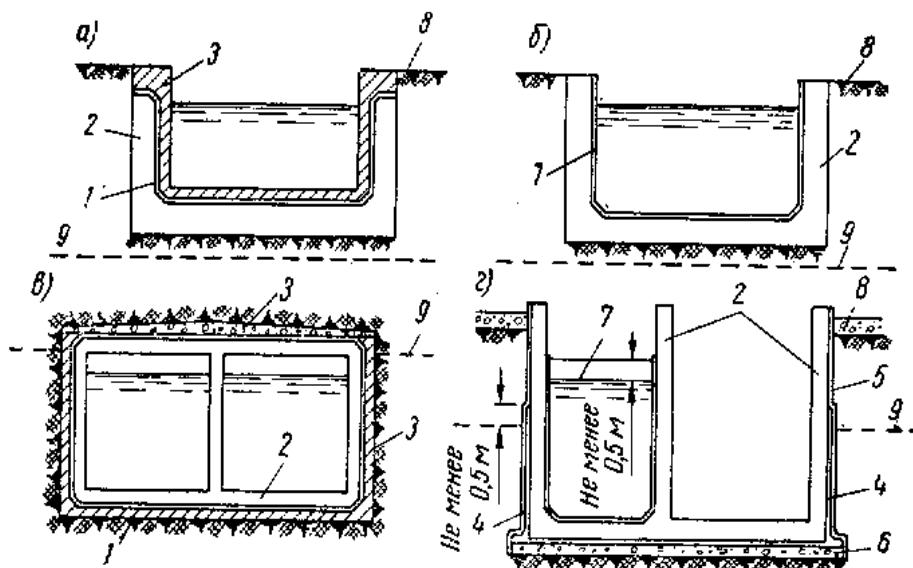


Рис. 3.6. - Гидроизоляция водонаполненных сооружений.

а – с защитным ограждением (при необходимости защиты гидроизоляции от механических повреждений и при проточной воде); б – без защитного ограждения (при создании возможности периодического осмотра и ремонта гидроизоляции в непроточной воде); в – при наличии напора грунтовых вод; г – то же (вариант с торкретной гидроизоляцией).

1 – гидроизоляция от гидростатического напора; 2 – несущая конструкция; 3 – защитное ограждение; 4 – торкрет; 5 – гидроизоляция от грунтовой капиллярной влаги; 6 – бетонная подготовка; 7 – максимальный уровень воды в сооружении; 8 – уровень земли; 9 – максимальный уровень грунтовых вод.

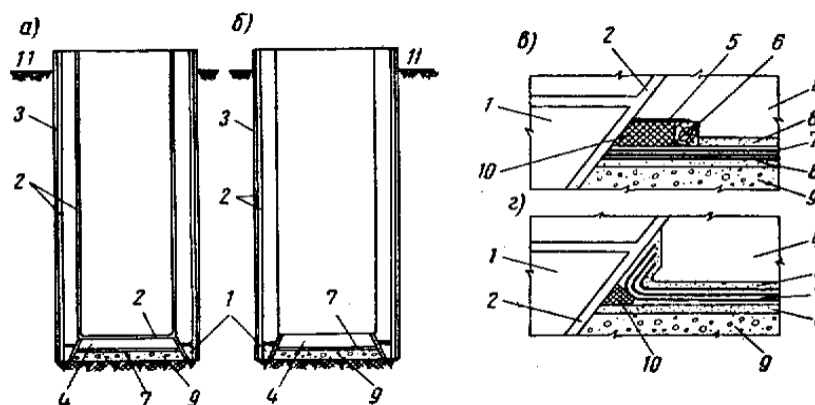


Рис.3.7. - Гидроизоляция опускных колодцев

а – с двух сторон; б – с одной наружной стороны; в, г – сопряжения оклеечной гидроизоляции с цементной гидроизоляцией стен.

1 – нож опускного колодца; 2 – цементная гидроизоляция (торкрет); 3 – окрасочная битумная гидроизоляция; 4 – днище опускного колодца; 5 – лист оклеечной гидроизоляции; 6 – деревянная рейка 50x50мм; 7 – оклеечная гидроизоляция; 8 – выравнивающая и защитная стяжки; 9 – бетонная подготовка; 10 – битумная мастика; 11 – уровень земли.

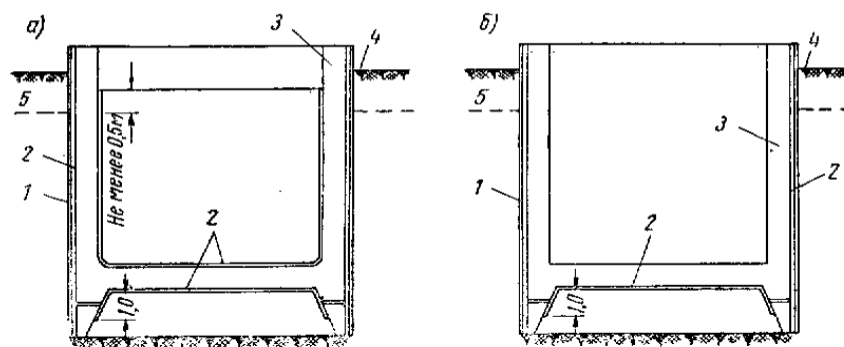


Рис.3.8. - Гидроизоляция кессонов

а – с двух сторон; б – с одной наружной стороны.

- 1 – окрасочная битумная гидроизоляция; 2 – цементная гидроизоляция;
3 – несущая конструкция; 4 – уровень земли;
5 – максимальный уровень грунтовых вод.

Пристенные и пластовые дренажи

Пристенные и пластовые дренажи, сооружаемые, как правило, в период строительства, препятствуют подъему УПВ под защищаемыми сооружениями, а также снижают возможность дополнительного инфильтрационного питания подземных вод за счет перехвата и отвода утечек сооружений с «мокрым» технологическим процессом, отстойников и резервуаров.

Пристенные дренажи представляют собой вертикальные или наклонные фильтрующие призмы из песчаных грунтов или пористобетонных плит, блоков, сочлененные в нижней части с дренажной трубой (трубофильтром), имеющей фильтрующую обсыпку из рыхлой песчано-гравелистой смеси или фильтрующую обертку из стеклоткани, минерального войлока и т.п. Эти дренажи применяются для сооружений, расположенных непосредственно на водоупоре, препятствуя боковому притоку подземных вод со стороны, а также дренируя инфильтрационные воды, накапливающиеся в грунтах обратной засыпки фундаментных пазух, траншей и котлованов.

Пластовые дренажи состоят обычно из песчано - гравелистых слоев, укладываемых в основании защищаемого объекта и совмещаемых с

дренажными трубами, снабженными фильтрами и имеющими уклон в сторону водоприемника. Такие дренажи применяются для защиты заглубленных частей зданий и сооружений, размещаемых на слабопроницаемых грунтах при условии, что водопровод находится ниже подошвы фундаментов.

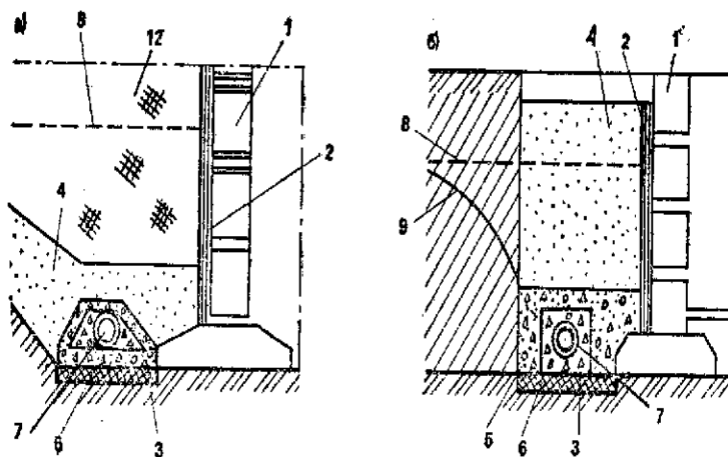


Рис. 3.9. - Схема пристенных дренажей

- 1 – защищаемое сооружение; 2 – гидроизоляция; 3 – щебень; 4 – песок;
 5 – песчано-гравийный слой; 6 – глинисто-щебеночная подготовка;
 7 – дренажная труба; 8 – непониженный УПВ; 9- депрессионная кривая;
 12- грунт обратной засыпки.

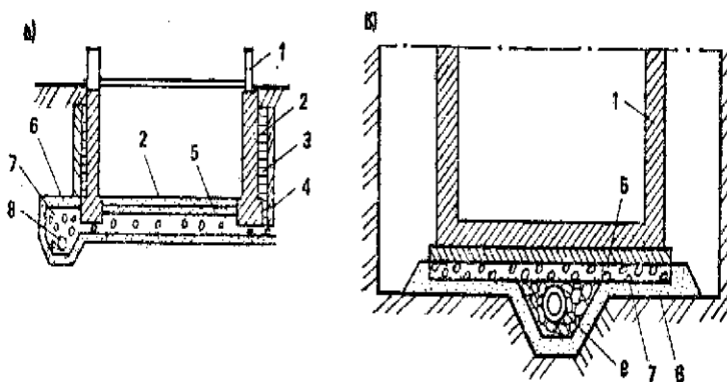


Рис.3.10 - Схема пластового дренажа

- 1 – защищаемое сооружение; 2 – гидроизоляция; 3 – прижимная стенка;
 4 – глиняный замок; 5 – песчано-гравийный слой; 6 – песок; 7 – щебень;
 8 – дренажная труба.

Противофильтрационные завесы

Противофильтрационные завесы представляют собой вертикальную водонепроницаемую штору в грунте толщиной 0.15...0.6м, служащую для защиты какого-либо сооружения от подтопления; глубина завесы, как правило, определяется глубиной водоупора, но не исключены случаи устройства завес и в грунтах неограниченной мощности.

Устройство противофильтрационных завес осуществляется методом «стена в грунте», и в качестве материала заполнителя завесы могут использоваться бетоны, глинистые, цементно-глинистые и цементные растворы, а также карбамидные смолы и силикат натрия с различными отвердителями.

Проектирование противофильтрационных завес, по сути, сводится к построению депрессионной кривой за счет подбора их геометрических параметров и материала заполнителя.

На рис. 3.11 Приведена схема к расчету противофильтрационной завесы, доходящей до водоупора.

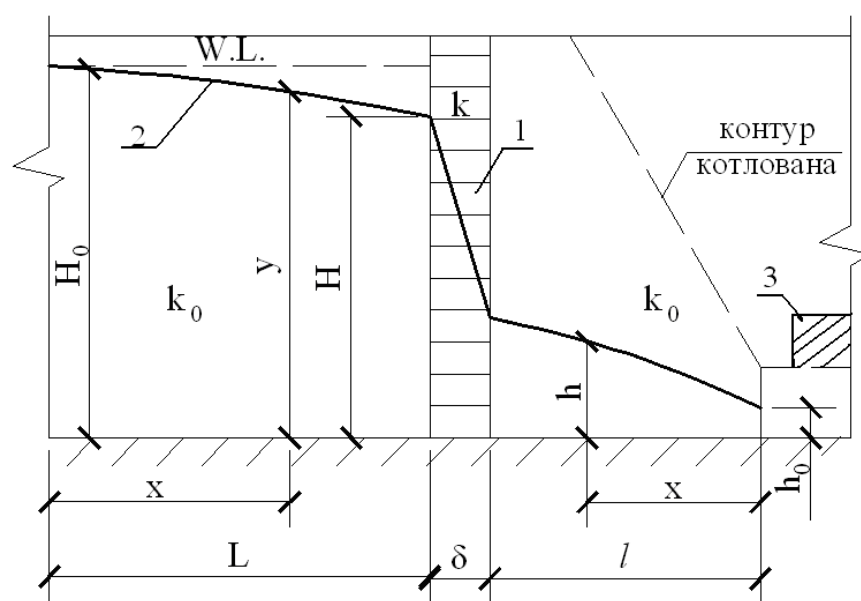


Рис. 3.11. - Расчетная схема:

- 1 - противофильтрационная завеса; 2 - депрессионная кривая;
3 - фундамент защищаемого сооружения.

Высота фильтрационного потока перед завесой H вычисляется по формуле:

$$H = \sqrt{H_0^2 - \frac{kL(H_0^2 - h_0^2)}{k(L-l) + k_0\delta}} \quad (3.3)$$

Высота фильтрационного потока у завесы со стороны защищаемого объекта определяется зависимостью:

$$h = \sqrt{h_0^2 - \frac{kl(H_0^2 + h_0^2)}{k(L+l) + k_0\delta}} \quad (3.4)$$

В формулах (3.3, 3.4) : H_0 - высота фильтрационного потока на границе области питания; h_0 - высота потока в котловане; L - расстояние от области питания до противогризающей завесы; l - расстояние от края дна котлована до завесы; δ - толщина противогризающей завесы; k_0 - коэффициент фильтрации грунта; k - коэффициент фильтрации тела завесы.

Защита конструкций от подтопления

На застроенных и подтопленных городских территориях основным способом защиты оснований и фундаментов отдельных зданий, коммуникаций или территории в целом от подземных вод является дренаж.

Дренажная система должна обеспечивать на защищаемой территории понижение УПВ до требуемых величин, быть простой, долговечной и экономичной в эксплуатации. Например, под зданиями и сооружениями УПВ должен располагаться ниже отметки заложения подошвы фундаментов не менее, чем на 0.5м при условии их защиты от капиллярной влаги путем устройства гидроизоляции.

Мероприятия по общей защите застроенных территорий от подтопления осуществляются в тех случаях, когда на рассматриваемой территории располагается большое количество нуждающихся в защите зданий и сооружений. При этом используются однолинейные, дуилинейные и площадочные системы дренажей. При очаговом характере подтопления в защите, как правило, нуждаются

отдельные объекты. В этом случае защита выполняется с помощью локальных дренажей - контурных (кольцевых), линейных, лучевых и т. д.

Всякое дренажное сооружение состоит из двух основных элементов - водоприемного и водоотводящего. Первый из них обеспечивает прием воды из водоносного пласта, второй - отвод поступившей воды за пределы осушаемой территории, который может быть самотечным или принудительным. В зависимости от характера пространственного расположения водоприемного и водоотводящего конструктивных частей дренажи подразделяются на горизонтальные, вертикальные и комбинированные.

Горизонтальный дренаж является наиболее распространенным видом и применяется для защиты от подтопления как значительных территорий, так и небольших площадок и отдельных объектов. В современных условиях городской застройки обычно устанавливается закрытый (глубина до 6...8м) дренаж трубчатого типа трех видов:

- с трубчатой основой из керамических, асбоцементных, бетонных, реже пластмассовых труб с двумя - тремя слоями фильтрующей обсыпки из песка, щебня или гравия;
- с трубчатой основой и фильтрующими обертками из различного типа тканых и нетканых минеральных или полимерных материалов;
- с применением трубофильтров в сочетании с одним слоем песчаной обсыпки, или с фильтрующей оберткой, или без них.

Эффективность работы дренажных устройств и срок их службы зависят, в первую очередь, от следующих факторов: материала труб и конструкции их стыков, формы и размера водоприемных отверстий в трубах, качества фильтрационных обсыпок или оберток.

Лучевой дренаж представляет собой горизонтальные трубчатые дренажи, выполненные методом горизонтального бурения из заглубленных сооружений или специальных шахтных колодцев диаметром до 4,5...5м, шурфов и т. п., когда проходка открытых траншей для укладки горизонтальных дрен по каким-либо обстоятельствам затруднена или невозможна, а также при необходимости укладки дрен на глубину, превышающую среднюю глубину проходки открытых траншей, обеспечиваемую возможностями землеройных машин. Водоприемным элементом лучевой дрены является перфорированная труба с обертками из волокнистых материалов или трубофилтра, которые вдвигаются в буровую трубу и оставляются в полости горизонтальной скважины после извлечения обсадных труб.

Шахтный ствол, из которого производится бурение, имеет бетонированные стены и днище, устраиваемое ниже отметки дрены на 2,5...3м; в стволе устанавливается поворотная монтажная площадка, оснащенная гидродомкратами, маслонасосами, насосами для подачи воды, размывающей грунт и грязевым насосом, откачивающим буровой шлам.

Схемы проходки лучевого дренажа показаны на рис 3.14. Из одного шахтного колодца последовательно могут буриться в разные стороны 4...6 лучей длиной 30м и более.

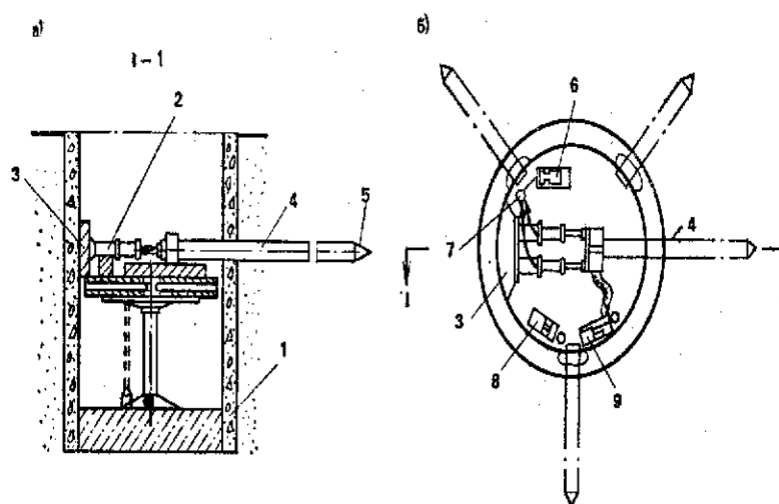


Рис. 3.14 - Схема проходки лучевого дренажа.

а – разрез по 1-1; б – план

1 – шахтный колодец; 2 – гидродомкраты; 3 – упорный блок; 4 – дрена; 5 – буровой конус; 6 – маслonaсосы; 7 – маслоотстойник; 8 – насос для откачки шлама из колодца; 9 – насос подачи воды для гидробурения.

Лучевой дренаж особенно эффективен при наличии в толще обводненных малопроницаемых грунтов маломощного слоя с высокой водопроницаемостью, отбор воды из которого будет идентичен осушительному действию пластового дренажа.

В некоторых случаях, например, при высокой плотности застройки территории и ее насыщенности подземными коммуникациями целесообразно устройство галерейного дренажа, проходной водосборной галереи высотой 1.6 и 1.8м, выполняемой методом подземной проходки на глубинах 10м и более.

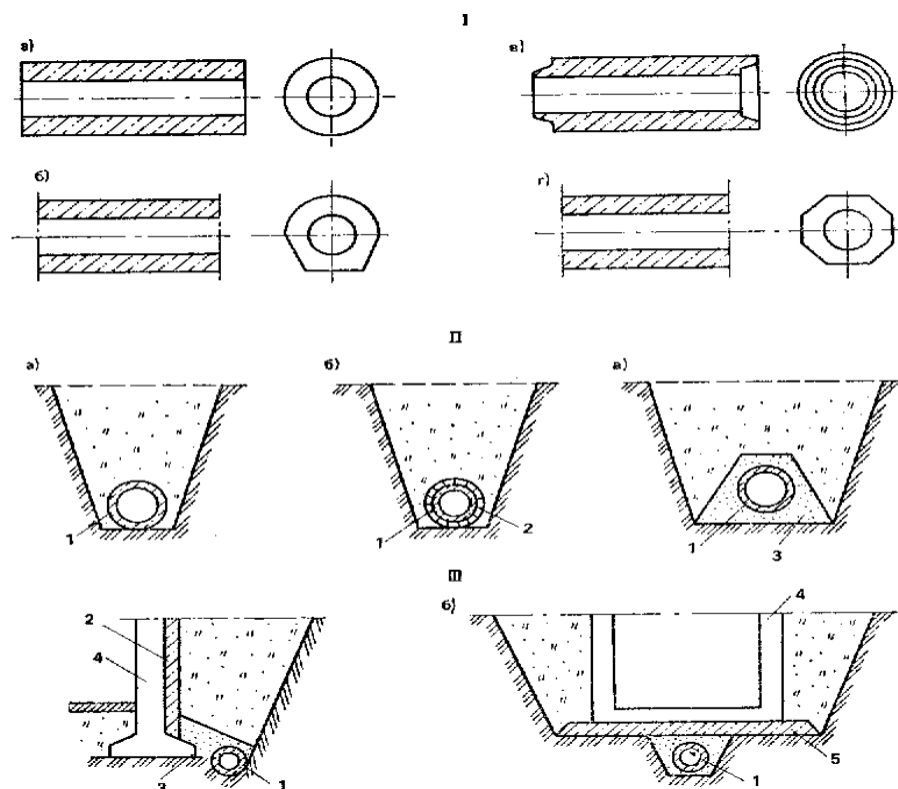


Рис. 3.15. - Конструкции дренажей с применением трубофильтров.

I. Формы сечения трубофильтров и характер торцов

а – цилиндрическая круглая с плоским торцом; б – с фальцевым торцом;
в – с плоским основанием; г – многогранная;

II. Схемы укладки трубофильтров в дренажах

а – без обсыпки; б – с применением фильтрующих оберток;
в – с обсыпкой песком;

III. Конструктивные схемы дренажей с трубофильтрами

а – пристенный дренаж; б – сопутствующий дренаж тоннеля;

1 – трубофильтр; 2 – фильтрующая обертка; 3 – обсыпка;
4 – контур защищаемого сооружения; 5 – щебень.

Таблица 3.10. - Краткая номенклатура труб и трубофильтров

№ п/п	Виды труб	Внутренний диаметр, мм	Допустимая глубина укладки труб, м	Длина звена, м
1	2	3	4	5
1.	Керамические дренажные	150	3.5	0.33
2.	Керамические канализационные	150 200 250 300	7.5 6.0 5.5 5.0	0.33 0.5 0.5 0.5
3.	Асбоцементные безнапорные	200	3...6	3.95
4.	Бетонные и железобетонные	250	3.5	
5.	Полиэтиленовые гладкоствольные ПВП и ПНП	110 140 160 200	до 8.0 до 8.0 до 8.0 до 8.0	
6.	Гибкие витые из ПВХ или гофрированные из ПВП	100 125 150 200	до 4.7 до 4.7 до 4.7 до 4.7	
7.	Трубофильтры керамзитобетонные дренажные	150	по расчету	0.825
8.	Трубофильтры из пористого полимербетона	200	до 5.0	
9.	Трубы дренажные из крупно- пористого фильтрационного бетона	200 400 500	8...10 8.0 8.0	

Вертикальный дренаж представляет собой ряд или группу вертикальных скважин, предназначенных для отбора подземных вод и снижения их уровня и применяется в тех случаях когда устройство горизонтального дренажа затруднительно, невозможно или экономически нецелесообразно.

С учетом геолого-гидрологических условий вертикальные дренажи рекомендуется применять:

- в обводненных грунтах высокой проницаемости (при коэффициентах фильтрации более 5м/сут), мощности обводненных грунтов, превышающей несколько метров и глубине залегания водопровода свыше 8...10м;
- при двухслойном строении обводненной толщи, когда верхний слой сложен слабопроницаемыми глинистыми грунтами, а нижний - хорошо проницаемыми;

- при многослойном строении обводненной толщи грунтов значительной (более 10м) мощности.

Вертикальный дренаж состоит из следующих конструктивных элементов:

- ствол с обсадными трубами (или без них);
- фильтр с надфильтрованной трубой;
- водопроводное оборудование.

Простейшие варианты устройства дренажной скважины на рис 3.16.

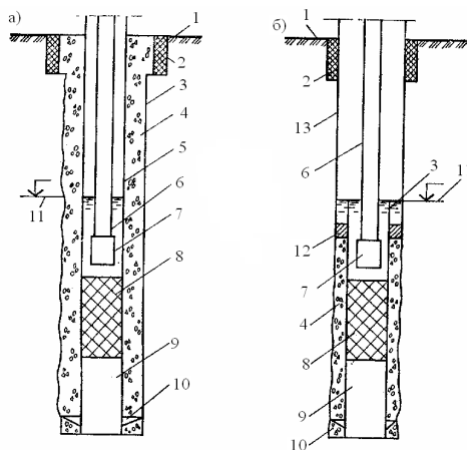


Рис. 3.16 - Схемы конструкций скважин вертикального дренажа.

а – без крепления обсадными трубами;

б – с частичным креплением обсадными трубами.

1 – цементный замок; 2 – кондуктор; 3 – ствол скважины;

4 – песчано-гравийная засыпка; 5 – фильтровая колонна;

6 – водоподъемная колонна; 7 – насос; 8 – фильтр; 9 – отстойник;

10 – направляющий (центрирующий) фонарь; 11 – динамический уровень воды в скважине; 12 – сальниковое уплотнение; 13 – обсадная труба.

Обсадные трубы используются для крепления вертикальных стенок скважины во время ее проходки и, нередко, в период эксплуатации; в большинстве случаев, после оснащения дренажной скважины обсадные трубы извлекаются полностью или частично.

Основными элементами фильтра являются каркас и водоприемная поверхность. Первый может быть стержневым, трубчатым, с округлой или щелевой перфорацией, а также из штампованного листа; вторая выполняется в

виде проволоочной оболочки, металлических и неметаллических сеток, трубофильтров из различных искусственных пористых материалов, а также песчано-гравийной засыпки (см. рис.3.17)

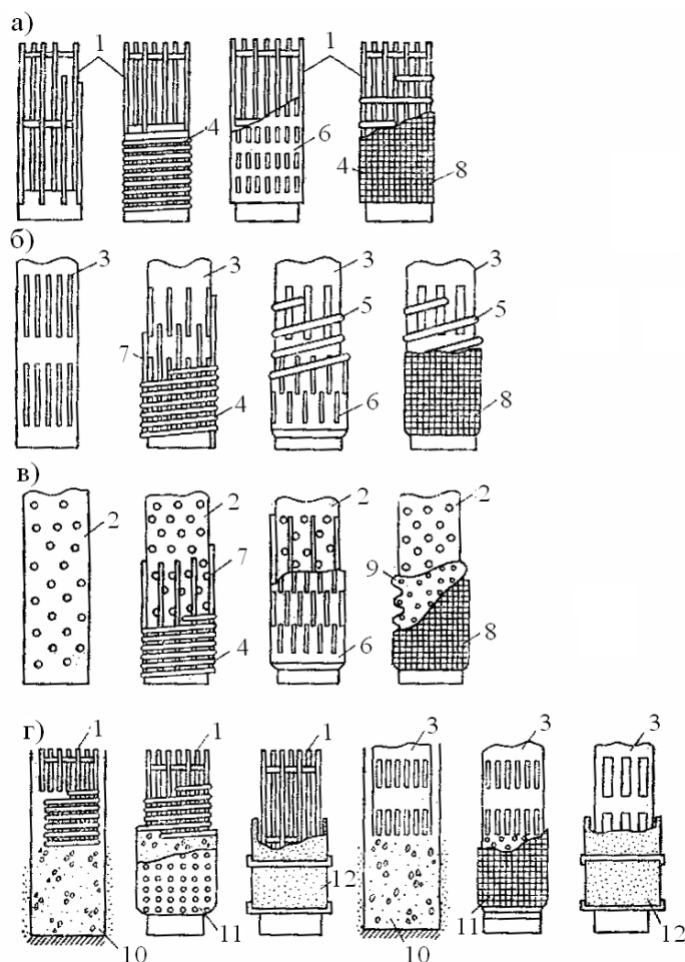


Рис. 3.17 - Конструктивные типы фильтров скважин вертикальных дренажей.

- а – на основе стержневых каркасов;
б – на основе трубчатых каркасов со щелевой перфорацией;
в – на основе трубчатых каркасов с круглой перфорацией;
г – гравийные фильтры;

1 – стержневой каркас на опорных кольцах; 2 – трубчатый каркас с круглой перфорацией; 3 – щелевой трубчатый каркас; 4 – проволоочная обмотка из нержавеющей стали; 5 – опорная проволоочная спираль; 6 – штампованный лист из нержавеющей стали; 7 – опорные проволоочные стержни под проволоочную обмотку и штампованный лист; 8 – сетка из нержавеющей стали или латуни; 9 – сетка подкладная, синтетическая; 10 – рыхлая обсыпка; 11 – гравийная обсыпка в кожухе; 12 – гравийный блок.

В качестве водопроводных устройств применяются насосы с погруженными электродвигателями типа ЭУВ, с трансмиссионным приводом типов УЦТВ, АТН и А, горизонтальные центробежные насосы, а также вакуумные или водоподъемное оборудование.

Комбинированный дренаж представляет собой горизонтальные дрены, укладываемые обычно на глубине 6...8м с рядом вертикальных самоизливающихся скважин.

Некоторые сведения о проектировании дренажей.

Проектирование дренажей производится на основе их гидрогеологических и гидравлических расчетов. В первом случае строятся депрессионные кривые, определяются такие показатели как предельное положение уровней в междренье, время достижения этих понижений, а также притоки воды в дрены.

Гидравлические расчеты дренажей включают в себя:

- в горизонтальных дренажах - определение водоприемной и водопрпускной способности труб, подбор крупности обсыпок;
- в вертикальных дренажах - определение размеров водоприемных отверстий каркаса фильтра, подбор дренажных обсыпок и расчет системы водоотвода;
- в пластовых и пристенных дренажах - подбор крупности и толщины фильтрующих постелей и призм, а также определение их водопрпускной способности.

Защитные мероприятия от коррозии.

Защита от химической коррозии.

Если подземные воды или промышленные стоки агрессивны по отношению к материалам подземных конструкций или могут повысить коррозионную активность грунтов, должны предусматриваться антикоррозионные мероприятия, которые регламентируются СНиП по проектированию защиты строительных конструкций от коррозии.

В соответствии с указанными нормами подземная среда по степени воздействия на подземные конструкции подразделяется на слабоагрессивную, среднеагрессивную и сильноагрессивную. Следствием того или иного воздействия являются, как правило, потеря прочности или значительное повреждение, и в конечном счете, разрушение конструкции. В табл. 3.14 приведены данные об агрессивном воздействии среды на незащищенные конструкции.

Степень агрессивного воздействия среды устанавливается изыскательской организацией в зависимости от показателей агрессивности среды - воды, содержащей различные щелочи, соли, сульфаты, кислоты и т.д.

Таблица 3.11 - Агрессивное воздействие среды на незащищенные конструкции

Степень агрессивного воздействия среды	Результаты эксплуатации конструкций в течение года	
	Снижение прочности в зоне коррозии, %	Внешние признаки коррозии
Слабоагрессивная	5	Слабое поверхностное разрушение материала
Среднеагрессивная	5-20	Повреждение углов или волосные трещины
Сильноагрессивная	20	Ярко выраженное разрушение материалов (сильное растрескивание)

Бетонные и железобетонные конструкции подземных частей зданий и сооружений должны проектироваться и изготавливаться с соблюдением следующих требований:

- а) вяжущее - портландцемент, шлакопортландцемент; при наличии в агрессивной среде сульфатосодержащих соединений - сульфатостойкие цементы;
- б) мелкий заполнитель - чистый песок с модулем крупности 2 - 2.5;
- в) крупный заполнитель - фракционированный щебень из вершинных невыветрившихся пород.

Антикоррозионная защита поверхности подземных конструкций зданий и сооружений (фундаментов, тоннелей, каналов, коллекторов и т.п.), а также ограждающих конструкций подвальных помещений (стен, полов),

подвергающихся воздействию агрессивных подземных и производственных вод, должна выполняться в соответствии с рекомендациями таблицы 3.12

Таблица 3.12 - Анतिकоррозионная защита поверхности конструкций

Вариант защиты	Вид защитного покрытия поверхности подземных конструкций при воздействии среды		
	Слабоагрессивной	Среднеагрессивной	Сильноагрессивной
1	2	3	4
1	Битумно-латексные эмульсии	Холодные и горячие асфальтовые мастики	Эпоксидные, каменноугольные-эпоксидные, битумноэпоксидные
2	Битумно-латексные покрытия и мастики	Оклеечные битумными рулонными материалами (гидроизол, бризол, изол) с защитной стенкой	Оклеечные, усиленные рулонными материалами с защитной стенкой
3	Битумные покрытия холодные и горячие	Битумнолатексные мастики	Оклеечные, химическими пленочными материалами (полиизобутилен, полиэтилен, поливинилхлорид) или армированные стеклотканью
4	-	-	Полимеррастворы на основе термо-реактивных синтетических смол

Для защиты подошвы фундаментов от слабо - и среднеагрессивных подземных вод должно предусматриваться устройство подготовки из втрамбованного в грунт щебня толщиной не менее 100мм с проливкой битумом до полного насыщения; при воздействии сильноагрессивной среды по подготовке должна укладываться стяжка из кислотостойкого асфальта и двухслойная рулонная гидроизоляция.

Железобетонные сваи в слабо- и среднеагрессивных средах должны быть защищены пропиткой горячим битумом или петролатумом, а в сильноагрессивных - нанесением эпоксидного покрытия.

Для конструкций, в которых устройство защиты поверхности невозможно (бурионабивные сваи, конструкции, возводимые методом «стена в грунте»), должна применяться первичная защита за счет специальных видов цемента и заполнителя, введения различных добавок, повышающих стойкость бетонов и т. п.

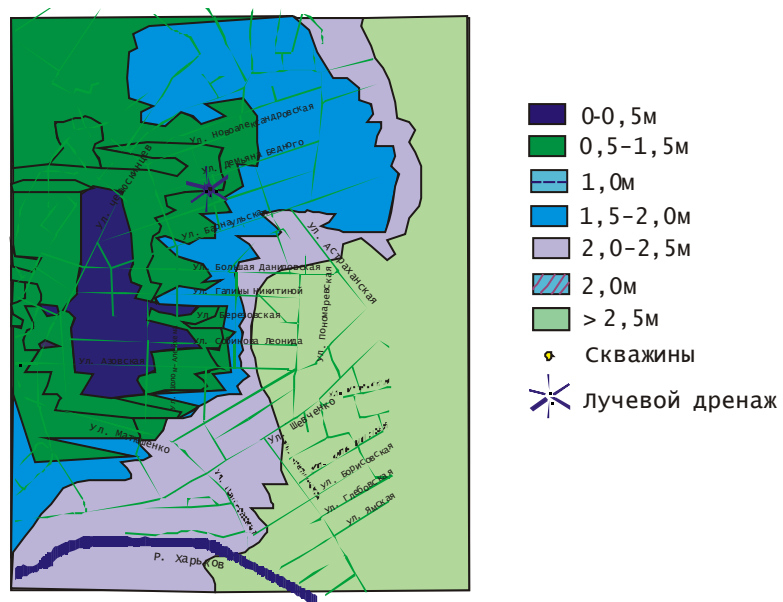
ЛЕКЦИЯ 10-11. ГИС-технологии применительно к задачам водопонижения

Решение вопросов строительного водопонижения связано с необходимостью изменения положения уровня подземных вод (УПВ) и устройством дренажных систем. Современный уровень проектирования указанных систем и прогнозные расчеты дают вполне удовлетворительные результаты, но не имеют наглядности и не позволяют хотя бы в некоторой степени убедиться в правильности полученного решения. С появлением геоинформационных технологий открывается возможность не только с достаточной точностью корректировать прогнозируемые результаты, но и глубже «заглянуть» в грунтовую толщу, наблюдать процессы там происходящие. Таким образом, «черный ящик», каковым до настоящего времени являлся приповерхностный массив грунтов, превращается в «ящик прозрачный», доступный для виденья и, следовательно, для управления. В подтверждение сказанному приводятся несколько примеров.

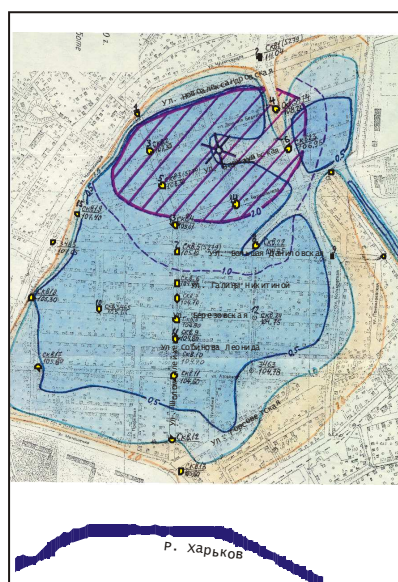
В связи с подтоплением, методами ГИС-анализа решалась задача осушения части городской территории с помощью лучевого дренажа. На первом этапе, на основании атрибутивных данных, полученных по результатам стандартных инженерно-геологических изысканий, средствами Arc View Spatial Analyst была построена TIN-модель уровня подземных вод (рис.3.18 а). Затем был выполнен гидрологический расчет прогнозируемого положения УПВ, по данным которого традиционным способом (вручную) была построена карта осушаемого участка (см. рис. 3.18б). С помощью этих же данных, средствами Arc View GIS, была создана электронная карта той же площадки (рис.3.18в). Сопоставление последних двух рисунков свидетельствует об их идентичности в некоторой области вокруг шахтного колодца, ограниченной глубиной УПВ в 1м. Здесь «картинки» практически совпадают, но ГИС-схема «дает» более дифференцированное распределение участков с различными уровнями вод. Таким образом, применение ГИС-анализа позволило «проконтролировать» результаты сниповского расчета и, следовательно, можно говорить о его привлечении к решению геотехнических задач.

Опираясь на последний вывод, была рассмотрена другая задача, также связанная с инженерной защитой от подтопления. Очевидно, что при понижении УПВ изменяется напряженно-деформируемое состояние (НДС) всей грунтовой толщи. Представляет очевидный практический интерес проследить этот процесс на разных стадиях его развития.

В общем случае НДС грунтового массива зависит от гидростатического p_c и гидродинамического p_d давлений, величины которых напрямую зависят от положения УПВ. Помимо указанных, при понижении уровня вод, формируется капиллярная кайма и возникает капиллярное давление p_k , величина которого в конкретном случае колеблется в интервале 0,01-0,03 МПа. Используя данные упомянутых выше инженерных изысканий и известные формулы для определения p_c и p_d , для каждой скважины были построены эпюры бытовых напряжений, действующих в грунтовом массиве при различных положениях УПВ; результаты сведены в таблицу 3.14 и, для примера, иллюстрируются (по скважине 1) рисунком 3.19.



1а)



1б)



1в)

Рис.3.18 - Уровень подземных вод:

1а)-природный; 1б)-расчетный (вручную); 1в)-ГИС-схема.

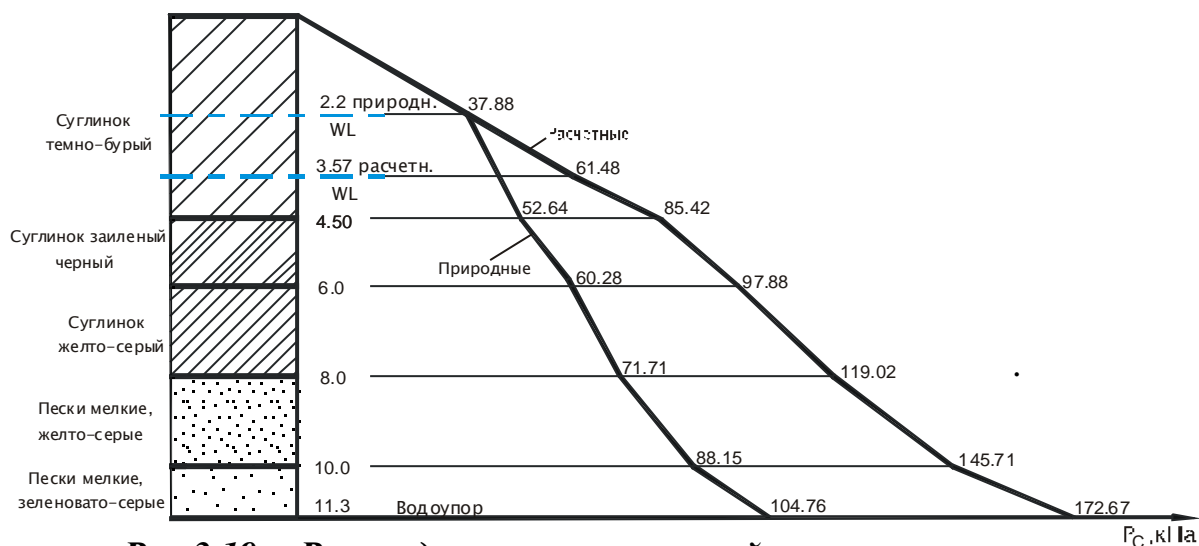


Рис.3.19. - Распределение напряжений в грунтах при различных положениях УПВ

Таблица 3.14. - Исходные данные и результаты

№ кв.	γ , кН/м ³	γ_s , кН/м ³	w , о.е.	n , о.е.	n_a , о.е.	a_n , о.е.	z , м природа	p_c , кПа природа	p_k , кПа природа	Σp , кПа природа	z , м расчет	p_c , кПа расчет	p_k , кПа расчет	Σp , кПа расчет
1	17,2	24,82	0,25	0,44	0,25	0,57	2,2	52,6	22	74,6	3,57	85,4	35	120,
2	19,4	26,09	0,91	0,40	0,15	0,38	2,4	86,2	24	110,	3,38	121,	34	155,
3	17,1	25,11	0,21	0,44	0,25	0,57	0,2	5,59	2	7,59	2,26	52,6	23	75,6
4	19,1	24,33	0,27	0,41	0,15	0,37	0,2	5,03	2	7,03	2,32	58,3	23	81,3
5	19,1	24,33	0,27	0,41	0,15	0,37	0,8	20,1	8	28,1	2,79	70,2	28	98,2
6	17,1	25,11	0,21	0,44	0,25	0,57	0,4	9,32	4	13,3	1,24	28,9	1	29,9
7	19,1	24,33	0,27	0,41	0,15	0,37	1,4	36,7	15	51,7	1,59	40,0	16	56,0
8	17,1	25,11	0,21	0,44	0,25	0,57	0,1	4,43	2	6,43	0,43	10,0	4	14,0
9	19,1	24,33	0,27	0,41	0,15	0,37	0,4	10,0	4	14,0	1,8	45,3	18	63,3

По табличным данным, с помощью программного продукта Geowizard, были построены TIN-модели напряженно-деформированного состояния грунтов при природном положении уровня подземных вод и при расчетном (см. рис.3.20). Рисунок иллюстрирует изменение НДС в плане (с шагом 10 кПа) и показывает, как изменяются эффективные напряжения при понижении УПВ.

Следующим этапом описанного направления может быть построение электронного профиля НДС, включение в него фундаментной конструкции либо подземного сооружения, создание TIN-модели осадок и пр.

В заключение следует заметить, что предлагаемые методы делают только "первые шаги" при решении геотехнических задач и требуют дальнейшего совершенствования и внедрения в практику проектирования.

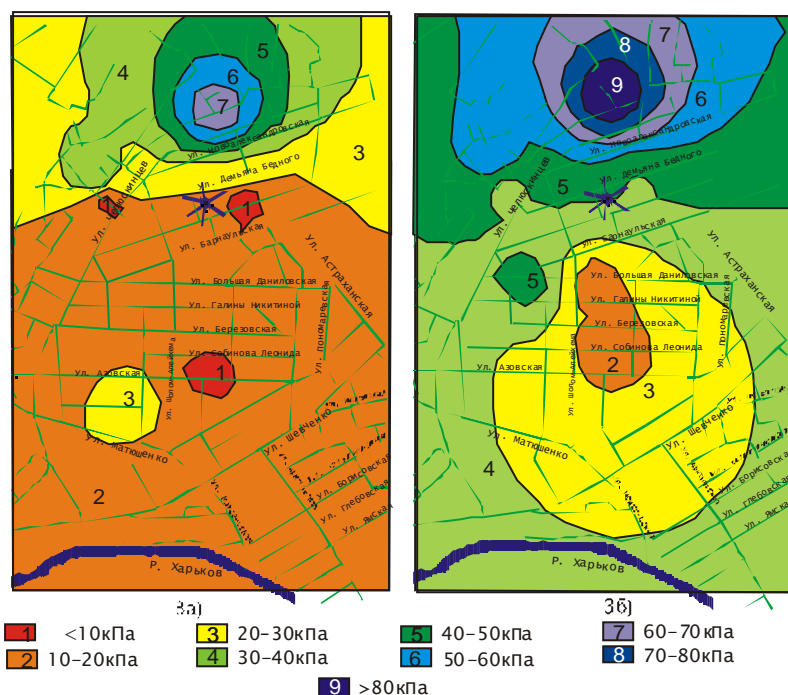


Рис.3.20 - Напряженно-деформированное состояние грунтового массива:

а)-при природном УПВ и б)-при расчетном

О динамике подтопления городской территории

В развитие работ, посвященных изучению проблемы подтопления, рассматриваются не только территориальный, но и временной аспекты изменения уровня подземных вод. Цель такого исследования, с одной стороны, – придание наглядности процессу подтопления, а также картирование подтопленных территорий на разных этапах, с другой - разработка методики прогнозирования подтопления. Средства достижения цели – 1) результаты многолетних наблюдений за состоянием подземной гидросферы, 2) ГИС-технологии.

В описанном ниже примере опытным полигоном являлась в наибольшей степени подтопленная часть Журавлевского жилого массива, расположенного в

центральной части г. Харькова и имеющего площадь около 90га. За последние 25-30 лет на этой территории неоднократно проводились инженерно-геологические изыскания, накопилось немало данных, часть из которых (118 скважин) была использована при формировании «легенды» указанной территории. При обработке этих материалов применялся интерполятор IDW Arc View GIS, как наиболее подходящий для изучения относительно небольших площадей. Метод IDW позволяет построить Grid-поверхность уровней подземных вод исследуемой территории и определить глубину их залегания в любой точке. Указанный интерполятор предполагает, что каждый входной пункт (точка – скважина с информацией о положении УПВ как в разные годы, так и прогнозируемый) имеет локальное влияние, которое уменьшается с расстоянием. Параметр мощности IDW управляет атрибутивными данными, объединяя пункты с равными значениями УПВ в соответственно замаркированные участки территории.

Согласно действующим нормам селитебные территории считаются подтопленными, если уровень подземных вод располагается на глубинах, не превышающих 3 м от поверхности земли. Из рис.3.21 видно, что в 1975г около 70% рассматриваемой территории было подтоплено, при этом интервал отметок УПВ составлял 2 – 3м.

Спустя 10 лет, в 1985г., (см. рис. 3.22), размер подтопленных площадей остался, примерно, тем же, но география и характер подтопления существенно изменились. Ранее неподтопленный участок в нижней части рисунка (ул. Горсоветская, Ямская и др.) оказался подтопленным (2-3м), а область с отметкой УПВ более 3м в верхнем правом углу рисунка увеличилась в 2,5 – 3 раза. В то же время уровень подземных вод повысился до 1-2м в левой и центральной частях рисунка, а в районе улиц Березовская, Собинова и др. наблюдается зарождение очага выхода подземных вод на поверхность (темный круг), площадь которого равна, примерно, 0,9 га. Таким образом, налицо факт территориального перераспределения подземных вод, которое обусловлено водопроницаемостью и физическими свойствами грунтов.



Рис. 3.21. - Уровень подземных вод в 1975г

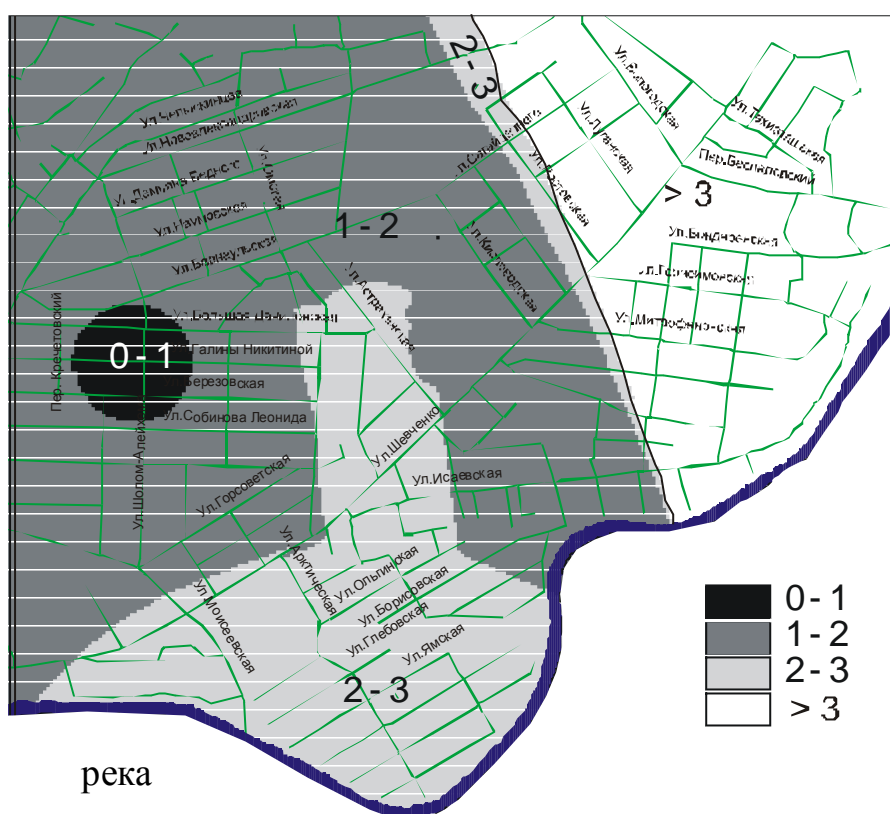


Рис. 3.22. - Уровень подземных вод в 1985г

Еще через 15 лет, к 2000г, указанная выше тенденция перераспределения подтопленных территорий сохраняется (см. рис.3.23).

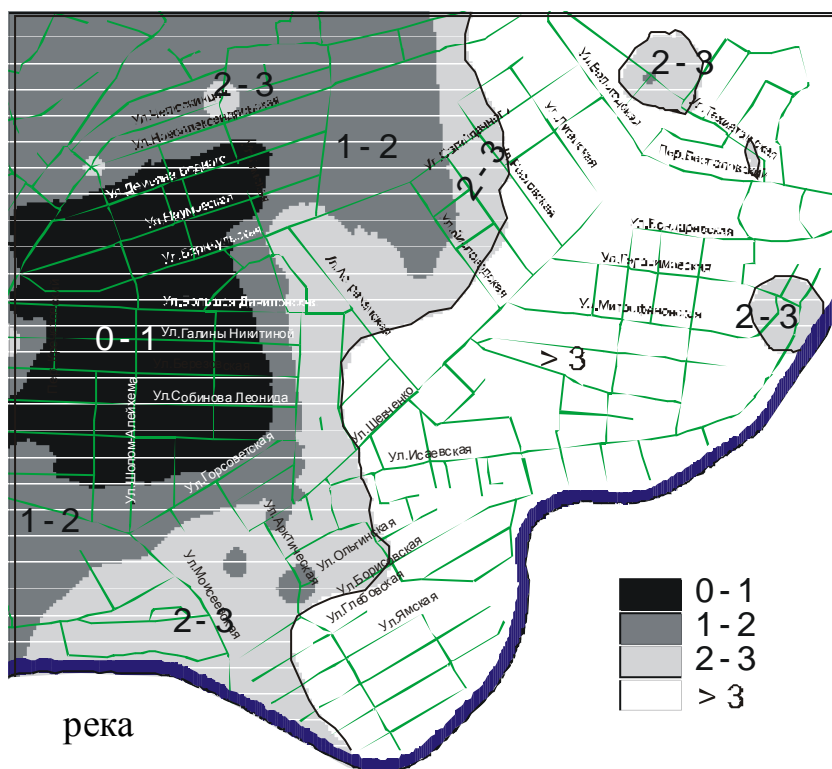


Рис. 3.23. - Уровень подземных вод в 2000г

В целом неподтопленные площади даже увеличились на 10-15% и составили около 40% изучаемой территории. Однако, при этом произошло увеличение площадей, на которых уровень подтопления практически достиг поверхности земли: район заболачиваемости (темное пятно на рис.3.24) составляет 6,8га. В то же время на обводненной территории появились очаги подтопления (серые пятна на ул. Тахиаташская, Митрофановская, Ольгинская).

Приведенные выше данные позволили разработать методику прогнозирования подтопления, с помощью которой построена прогнозная карта исследуемой территории на 2010г (см. рис.3.24).

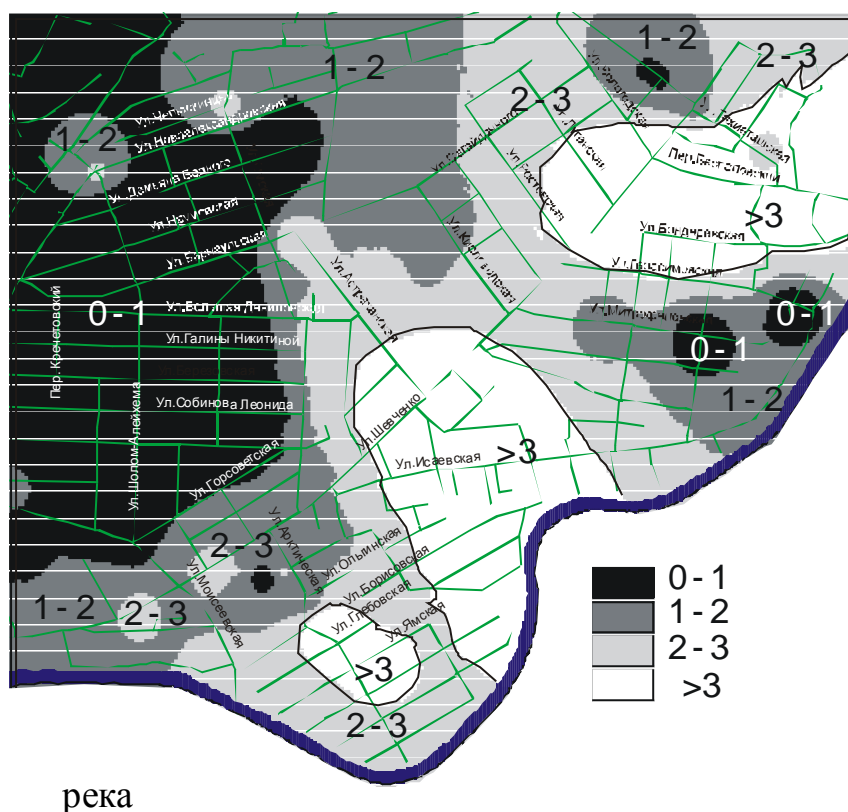


Рис. 3.24. - Прогнозная карта уровня подземных вод на 2010г.

Анализ этой карты показывает, как будет развиваться процесс подтопления, если не будут запроектированы и введены в действие меры инженерной защиты (водоотводные каналы, дренажные системы, коллекторы и пр.). Площадь выхода подземных вод на поверхность (темное пятно на рис.3.24) возрастет по сравнению с 2000г. почти втрое и достигнет 21га. При этом возникнет необходимость отселения более тысячи человек, проживающих ныне на этой территории. Помимо того, наблюдается активизация указанных ранее очагов подтопления (темные пятна в правой части полигона), которые в будущем также непременно превратятся в заболачиваемые участки. Территория около 50га будет иметь отметки УПВ 1-3м, а площадь неподтопленных участков сократится до 15га. Таким образом, к 2010г. изучаемый жилой массив будет подтоплен на 82%, причем 23% будет иметь критический уровень подземных вод (выход воды на поверхность).

Литература по теме 3.

3.1. Дегтярев Б.М., Дзекцер Е.С., Муфтахов А.Ж. Защита оснований зданий и сооружений от воздействия подземных вод. -М., СИ, 1985.

3.2. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений. СНиП 2.02.01-83 - М., СИ, 1986.

3.3. Прогнозы подтопления и расчет дренажных систем на застраиваемых и застроенных территориях. Справочное пособие к СНиП 2.06.15-85.-М., СИ, 1991.

3.4. СНиП 2.06.15-85 Инженерная защита территории от затопления и подтопления. - М., Госстрой СССР, 1986.

3.5. СНиП 2.03.11-85 Защита строительных конструкций от коррозии. - М., Госстрой СССР, 1986.

3.6. Тулаев А.Я. Конструкция и расчет дренажных устройств. - М., «Транспорт», 1980.

3.7. Шипулин В.Д., Таранов В.Г., Салтовец Е.А. Применение ГИС-технологий при разработке мероприятий инженерной защиты территории от подтопления//Коммунальное хозяйство городов: Науч.-техн. сб. Вып.45.-К: Техніка, 2002.-С.138-141.

3.8. Таранов В.Г., Салтовец Е.А. О проблеме подтопления в г. Харькове и области// Коммунальное хозяйство городов: Науч.-техн. сб. Вып.53.-К: Техніка, 2003.-С.135-142.

3.9. Таранов В.Г., Салтовец Е.А. ГИС-технологии применительно к задачам водопонижения// Галузеве машинобудування, будівництво:Зб. наук. праць. Вип. 12.-Полтава: ПолтНТУ, 2003.-С.215-218.

ТЕМА 4. СТРОИТЕЛЬНАЯ ЭКОЛОГИЯ

ЛЕКЦИЯ 12. Проблема отходов

В Украине ежегодно образуется около 1,5 млрд. т отходов, из которых только 10-15% используются как вторичные сырьевые ресурсы, а остальные направляются в хвостохранилища, шламонакопители, терриконы и пр. Отходы занимают площадь около 160 тыс. га, а их общий объем достиг 30 млрд. т. Затраты на складирование и захоронение отходов, например, горнообогатительных фабрик составляют почти 20% стоимости продукции. К сведению, в России каждый год образуется почти 7 млрд. т отходов, из которых используются лишь 2 млрд. т; в Голландии ежегодно необходимо удалять из акваторий портов более 45 млн. м³ твердых частиц, осевших на дно. Стоимость обезвреживания 1 т токсичных отходов в Западной Европе достигает 1-2 тыс. долларов. Эта информация характеризует темпы роста и объемы отходов различного происхождения и свидетельствует о важности проблемы отходов, которая может решаться только комплексно, на основе анализа всех ее аспектов с позиции в первую очередь геотехники и экологии.

Из материалов 1-го международного конгресса по экологии и геотехнике (Эдмонтон, Канада, 1994) следует, что основными причинами образования отходов являются следующие виды деятельности человека и сопутствующие им факторы: промышленное производство, горное дело, урбанизация, радиоактивность. В соответствии с этим перечнем определен круг вопросов, решение которых должно быть обязательным для рассматриваемой проблемы. Эти вопросы следующие:

- классификация отходов;
- законодательная и нормативная базы;
- общие вопросы проектирования систем хранения и дренажа;
- проектирование, устройство и испытание ограждающих конструкций хранилищ;
- контроль подземных вод и загрязнений;
- очистка территорий;
- оценка риска и методология оценки.

Ниже кратко (и в определенной степени обобщенно) рассмотрены подходы к решению названных вопросов, принятые в разных странах и в Украине.

Классификация отходов. В целом все отходы делятся на муниципальные, промышленные, сельскохозяйственные, горных предприятий и радиоактивные.

Муниципальные отходы не считаются опасными и могут откладываться в насыпи.

Промышленные отходы (опасные) должны удалять сами предприятия.

Сельскохозяйственные отходы пока не привлекали достаточного внимания, хотя могут существенно загрязнять подземные воды.

Отходы горных предприятий также должны перерабатывать сами предприятия (при этом используются различные подходы при переработке жидких и твердых отходов).

Радиоактивные отходы вызывают особый интерес у населения. Низко- и среднеактивные отходы часто хранятся в подземных инженерных сооружениях, высоко- и среднеактивные - в глубоких геологических формациях - хранилищах. При этом считается, что в течение тысячелетия они не воздействуют на окружающую среду (т.е. на весь период своей активности). Но имеются наблюдения, которые свидетельствуют о воздействии радиоактивности на геотехнические условия хранения и, следовательно, о необходимости корректировки проектных решений.

Законодательная и нормативная базы: Австралия. Законы об удалении отходов есть только в штатах; в штате Виктория - закон, аналогичный действующему в Британской Колумбии (см. Канада). *Великобритания.* Законы здесь на национальном уровне. Кроме того, каждое графство имеет учреждение (WRA), которое рассматривает и решает вопросы организации хранилищ отходов. Ответственность заказчика за хранилище заканчивается лишь после получения им от WRA соответствующей лицензии. *Германия.* Законодательство регулируется как на федеральном, так и на региональном уровнях. *Канада.* Федерального закона здесь нет. В округе Британская Колумбия для получения разрешения на строительство предприятия с вредными отходами необходимо

внести в банк залог, обеспечивающий решение вопроса с отходами после закрытия предприятия. *Россия*. В рамках закона об охране окружающей среды существуют федеральные целевые и межотраслевые программы, в числе которых Программа безопасности строительства; Отходы; Радон и др. *США*. Первый документ по геотехнике окружающей среды здесь издан в 1979г. В нем на федеральном уровне рассмотрена проблема опасных и твердых отходов в стране, изложены требования к производителям опасных отходов, их транспортировке, очистке, складированию и укладке в хранилища (указанные требования дифференцированы по отношению к опасным, твердым и муниципальным отходам). *Украина*. Есть закон «Об отходах». Действуют «старые сниповские положения» по охране окружающей среды. Существует «Программа использования отходов производства и потребления на период до 2005г.». *Швеция, Италия*. Законы действуют на федеральном уровне, но в Италии наблюдается тенденция передачи решения возникающих проблем местным властям.

Общие вопросы проектирования. Они включают в себя, как правило, выбор площадок с наиболее оптимальными геологическими, гидрогеологическими и геотехническими условиями. Предусматривается глубинное бурение, статическое и динамическое зондирование, определение изико-механических характеристик грунтов и коэффициентов фильтрации, установление горизонтов подземных вод, сейсмические и геофизические испытания, а в ряде случаев геоэлектрические, гравиметрические и геомагнитные измерения.

Проектирование ограждающих конструкций хранилищ. Днище. Обычно делается на водоупоре. Если последний находится на небольшой глубине, для днища применяется местный грунт. В крупнозернистых грунтах днище может быть устроено инъецированием цементного раствора. В случае применения струйной технологии делаются короткие диски, которые, взаимно пересекаясь, образуют сплошное днище. Нередко конструкция днища - комбинированная, в которой сочетаются различные решения. Дренаж обычно устраивается из гравия и труб из синтетических материалов.

Стены. Делают следующих типов: из глино-синтетики или уплотненной глины (коэффициент фильтрации не менее 1×10^{-9}), бетонные, из прокатных профилей, грунто- и цементно-бentonитовые "стены в грунте", возводимые с применением инъектирования грунта или струйной технологии. По возможности, стены заделывают в водоупор. Имеющееся оборудование позволяет устраивать "стены в грунте" шириной 1 м и глубиной 75 м и более. Возможно применение композитных стен, когда железобетонные элементы или геомембраны погружают в заполненную раствором траншею.

Покрытие. Предназначено для изоляции отходов от воздействия расположенной выше окружающей среды и предотвращения поступления газов в атмосферу. Как правило, выполняют многослойным из глины толщиной 2 м и более. Кроме того, могут применяться бетон, асфальт и различные пластиковые мембраны.

Контроль подземных вод и загрязнений. Для подземных вод он должен осуществляться по двум направлениям: 1) собственно контроль качества подземных вод и 2) их защита от загрязнений. Способов контроля качества воды много, технологии по их защите также существуют (в первую очередь имеются в виду различные экраны из глин); контроль качества защиты - практически отсутствует (в Англии в 1991 г. принят закон о защите воды).

Критериев оценки загрязнения грунтов в Украине нет. С появлением в России свода правил (СП) для почв требования к контролю загрязнения разработаны на основе предельно допустимых концентраций (ПДК), а химическое загрязнение грунтов оценивается по суммарному показателю Z_c , химического загрязнения, являющемуся индикатором неблагоприятного воздействия на здоровье людей. В других странах также ориентируются на показатели наличия вредных веществ в грунтах в зависимости от вида используемой территории.

Для очистки грунтов применяют химический (использование различных перекисей в основном для песчаных грунтов), термический (для грунтов, содержащих органику) и биологический (комбинация продувки с биоразложением, при котором микроорганизмы превращают загрязнители в

воду и углекислый газ) методы. (В Англии из-за несовершенства вышеперечисленных способов очистки загрязненные грунты помещают в особые приемники для последующей специальной очистки).

Очистка отходов, как правило, является еще большей проблемой, чем очистка грунтов, и чаще всего решается способом устройства открытых или закрытых хранилищ. Но исследования последних лет показывают, что загрязнение может распространяться из хранилищ, в первую очередь, за счет миграции в сточной воде.

Очистка территории. При восстановлении загрязненных территорий должны предусматриваться меры, исключающие возможность контакта загрязнителя с очищенной площадкой, и меры по уменьшению вреда от загрязнителя при его удалении. Они реализуются за счет инженерных решений, к которым в первую очередь относятся:

- удаление (экскавация) загрязненного материала для очистки и укладки в хранилища;

- устройство защитных сооружений, исключающих контакт загрязнителя с очищенной площадкой;

- гидравлические меры в поддержку указанных мероприятий.

В Великобритании подход к оценке загрязнений состоит в определении главной опасности и конечной цели. Межведомственным департаментом по восстановлению загрязненных земель в 1987г. установлены уровни "необходимо рассмотрение" и "необходимы действия" для ограниченного круга загрязнителей и различных территорий: приусадебные сады, небольшие участки, парки, спортивные площадки, открытые пространства, ландшафтные площадки, площадки с твердым покрытием и др.

В США в 1980г. Конгресс издал закон, которым предусмотрено финансирование очистки тысяч площадок, загрязненных за прошедшие десятилетия.

В России принят закон о ввозе из-за рубежа для переработки отработанного ядерного топлива при условии, что большая часть полученных за эту работу средств будет направлена на очистку загрязненных ранее радиоактивными отходами территорий.

Оценка риска. Риск потенциального воздействия промышленной активности качественно и количественно оценивается по влиянию, во-первых, на здоровье людей и, во-вторых, на окружающую среду. В первом случае при оценке риска предполагается, что нет ситуаций "без риска", поэтому решения должны приниматься на "допустимый риск". В Англии службой здоровья и безопасности HSE используется метод оценки риска, в основе которого лежат три критерия: 1) выше верхнего уровня риск является главным в проблеме и возможно недопустим; 2) ниже низшего уровня - риск вероятно несущественен; 3) между этими уровнями - требуется более детальное изучение проблемы при условии необходимости снижения уровня риска до практически приемлемого.

Во втором случае риск оценивается по эффекту воздействия, который выражается в повреждении растительности или смертности животных, рыб и других организмов, а также в эстетических нарушениях.

Приведенные выше материалы показывают важность геоэкологического и геотехнического аспектов проблемы отходов и необходимость разработки законодательной и нормативной баз, позволяющих возводить надежные и долговременные конструкции различного типа хранилищ. Кроме того, что особенно существенно, они свидетельствуют о необходимости подготовки высококвалифицированных специалистов по вопросам проектирования и строительства специальных, в первую очередь, подземных сооружений.

Пример проектирования полигона твердых бытовых отходов (ТБО) – экологический аспект

Проблема устройства полигонов различных отходов относится к новому научному направлению общей экологии – строительной экологии. И одна из приоритетных задач этого направления – сведение техногенного вмешательства в окружающую среду к минимальным для нее потерям либо полная нейтрализация такого воздействия.

Земельный участок для размещения полигона ТБО составляет 19,5 га, из которых 18 га отводятся собственно под площадку складирования и 1,5 га – для подъездных дорог. Площадка находится за городской чертой, в 650м от ближайшего жилого поселка.

Проектируемое сооружение имеет в плане форму неправильного многоугольника и располагается на склоне, абсолютные отметки поверхности которого колеблются от 77,50 м до 55,00 м в направлении юг-север. Такой рельеф требует устройства специальных конструкций. Вдоль южной границы участка проектируются нагорные канавы глубиной 1,5м для перехвата поверхностных вод с вышерасположенной территории. У подножия склона, для обеспечения устойчивости образуемого в процессе отсыпки отходов террикона (отметка верха 80,00м), возводится ограждающая дамба (длина 720м, отметка гребня 64,00м).

Ситуационную схему полигона, его генплан и поперечный профиль см. на рис.4.1 и 4.2.

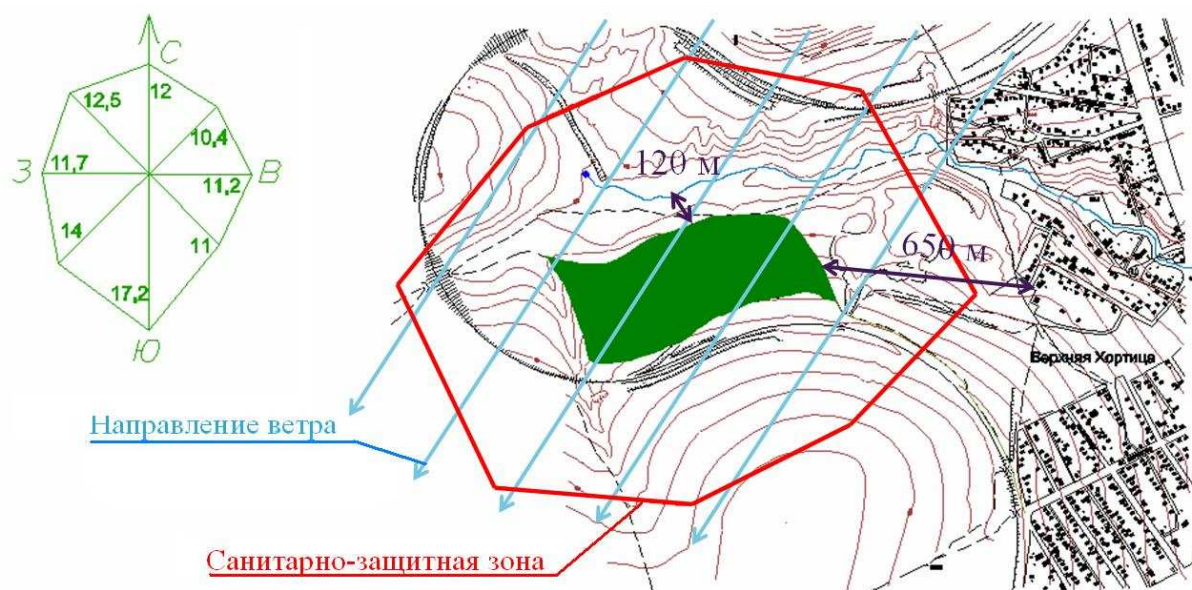


Рис.4.1. - Ситуационная схема полигона

Функционирование полигона ТБО, как правило, сопряжено с опасностью заражения подземного пространства и воздушного бассейна. Поэтому основной задачей при проектировании явилось исключение риска

возникновения и выхода загрязняющих веществ из тела полигона в окружающую природную среду.

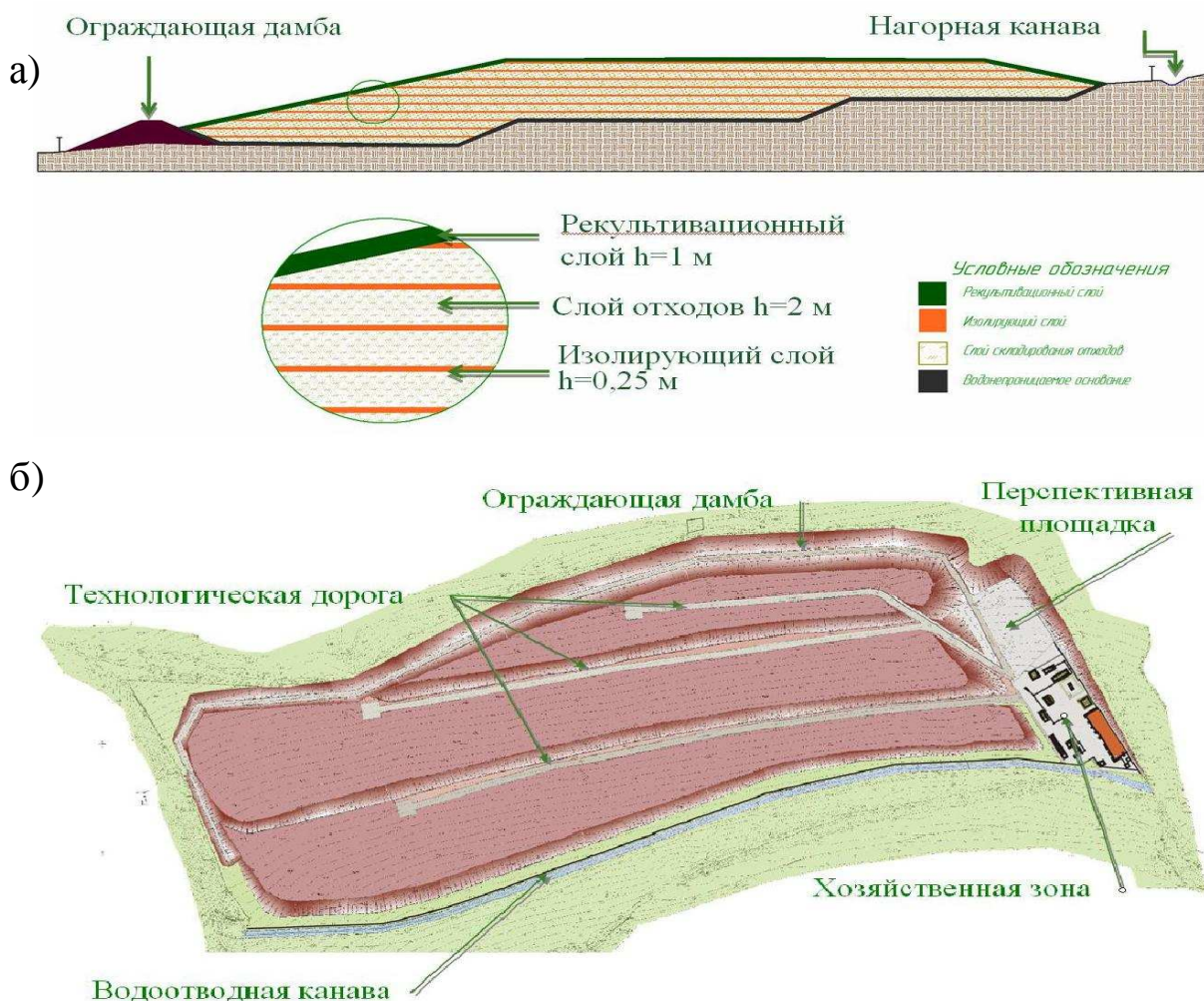


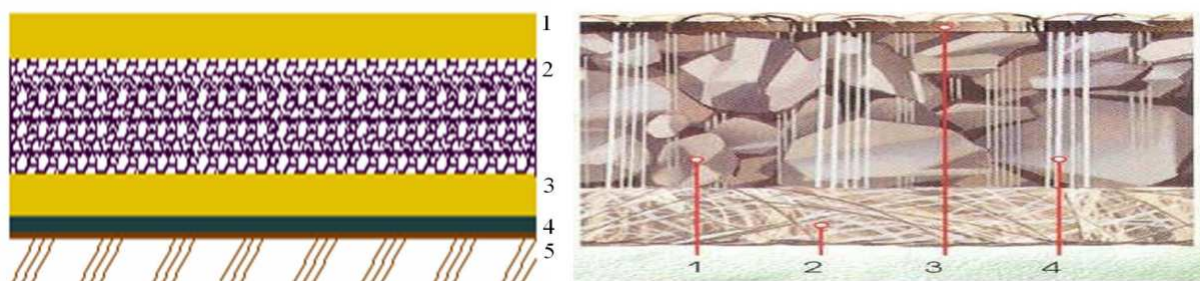
Рис.4.2. а) Поперечный профиль и б) генплан полигона

Основным негативным воздействием полигона на гидрогеологическую среду является фильтрат, образующийся в его массиве. В зависимости от преобладания аэробных (с кислородом) или анаэробных (без кислорода) процессов разложения органических фракций ТБО, фильтрат может содержать различные загрязняющие вещества, которые формируются в нем в результате процессов разбавления, выщелачивания, гидролиза. Наиболее значимы из них тяжелые металлы. Попадание таких загрязнителей в геогидросферу может привести к изменению характеристик грунтов и подземных вод и, в конечном счете, к их необратимой деградации.

Для защиты гидрогеологической среды от фильтрата была разработана превентивная конструкция противofильтрационного экрана, включающая в себя геотекстильный бентонитовый материал «Bentomat» с коэффициентом фильтрации $\kappa_{\phi}=1,5-2 \cdot 10^{-11}$ м/с. Полотна “Bentomat” укладываются внахлест длиной 150мм, и место стыковки просыпается гранулами бентонита (в количестве 0,4 кг/п.м).

Входящий в состав экрана нижний слой - лессовидный просадочный грунт, уплотняется дорожным катком при 10 – 15 проходах по одному следу, до достижения требуемой плотности.

Конструкция экрана изображена на рис.4.3.



1- выравнивающий слой из песка, $h = 0,2$ м;
 2- дренажный слой из щебня фракции 20-40 мм, $h = 0,5$ м;
 3- защитный слой из песка, $h = 0,2$ м;
 4- бентонитовые маты;
 5- грунт, уплотненный до $\gamma_d = 1,60$ г/см³

1- гранулы натриевого бентонита;
 2- нетканое полипропиленовое волокно;
 3- тканое полипропиленовое волокно;
 4- иглопробивные волокна.

Рис.4.3. - Конструкции:

а) противofильтрационного экрана; б) бентонитового мата

Основание экрана спланировано с уклоном к центру карты заполнения полигона для самотечного перетока фильтрата к перфорированным трубопроводам (проложенным в пластовом дренаже), собирающим и транспортирующим фильтрационный сток в колодцы для сбора фильтрата. Оттуда фильтрат откачивается вакуумными машинами и перевозится в

накопительную емкость – резервуар, расположенный на территории хозяйственной зоны, или вывозится на сливную станцию.

В процессе разложения органической составляющей складировуемой массы выделяется биогаз. Его основными компонентами являются углекислый газ (CO_2), метан (CH_4), водород (H_2), аммиак (NH_3), предельные углеводороды (C_{12-19}) в небольших количествах, сероводород (H_2S), окись углерода (CO). Содержание отдельных компонентов в процентном отношении зависит от способа эксплуатации полигона, состава отходов, климатических факторов, степени развития биологических процессов и их характера. В местах, где протекают в основном анаэробные процессы разложения, наблюдается образование метана; в воде растворяются двуокись углерода, аммиак, сероводород.

Для уменьшения количества выбросов в воздушную среду разработаны мероприятия, направленные на снижение негативной активности полигона, к которым относятся уже упомянутая оперативная схема удаления фильтрата и схема поэтапного заполнения полигона с равномерным уплотнением слоев ТБО и обязательной пересыпкой каждого слоя инертным местным грунтом (толщиной 0,25м). При такой схеме укладки понижаются органолептические и миграционно-воздушные показатели поступления вредных веществ с поверхности отходов в воздух с пылью, испарениями и газами.

Для определения границ потенциальных зон рассеивания вредных веществ в атмосфере смоделированы условия эксплуатации полигона с учетом его поэтапного возведения. Расчеты содержания в воздухе NO_2 , CO , C_{12-19} выполнялись на перспективу трехэтапного заполнения полигона как прямоугольника длиной и шириной 2000м, с шагом сетки 40м. Результаты моделирования, представленные на рис.4.4, позволяют прийти к выводу, что влияние полигона на окружающую воздушную среду не распространяется за пределы санитарно – защитной зоны.

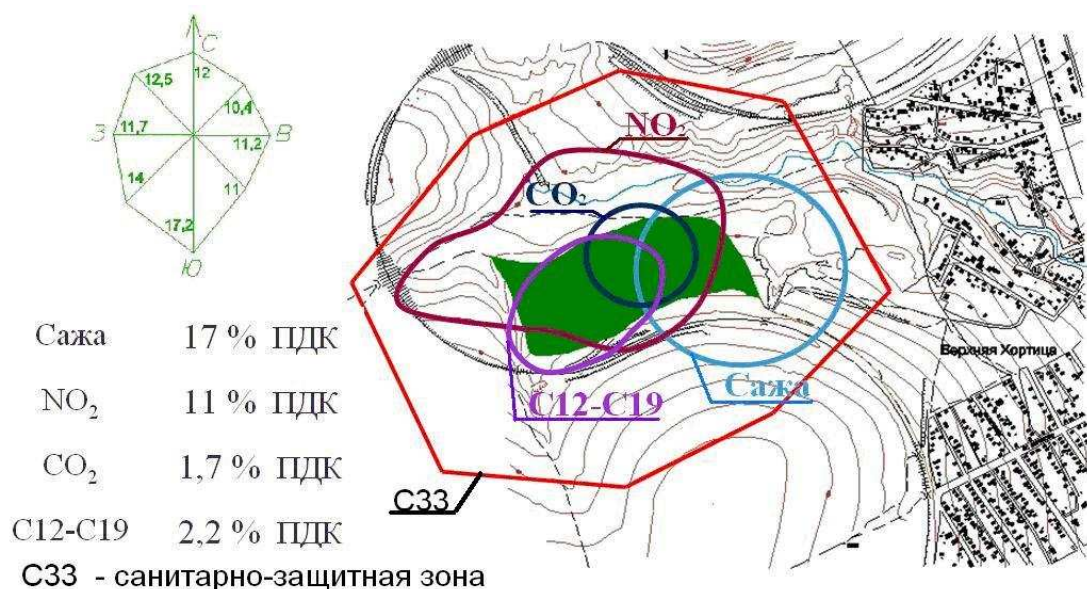


Рис.4.4. - Зоны рассеивания вредных веществ в атмосфере

В процессе эксплуатации полигона предусмотрен постоянный мониторинг за состоянием подземных и поверхностных вод, атмосферы, почв, растительности, а также контроль за соблюдением требований к охране окружающей среды.

Для восстановления хозяйственной ценности земель после завершения деятельности полигона даны рекомендации по его рекультивации, которые выполняются в две стадии: 1) окончательная стабилизация отвала, планировка ландшафта местности; 2) биологическая рекультивация – агротехнические и фитомелиоративные мероприятия.

ЛЕКЦИЯ 13. Исследования загрязненности почв и грунтов

В современных условиях строительству или реконструкции, как правило, предшествует тщательная экспертиза, целью которой, в первую очередь, является инвестиционная привлекательность объекта. В ее составе, в обязательном порядке, рассматривается экологический аспект, включающий в себя анализ состояния воздушного бассейна, качества воды, чистоты почв и грунтов, обводненность и другие показатели, характеризующие площадку строительства. Действующая в Украине система оценки земли предусматривает использование помимо базовой стоимости нескольких локальных коэффициентов, в той или иной степени влияющих на конечную стоимость участка освоения. Как правило, величины указанных коэффициентов, зависящих от инженерно-геологических и санитарно-гигиенических факторов, имеют значения менее единицы (например, в зоне загрязненных тяжелыми металлами грунтов, локальный коэффициент равен 0,9-0,95), и потому правомочность их назначения имеет существенное значение.

Задачи исследований включают в себя следующие основные этапы:

- описание геоморфологических особенностей территории;
- классификацию антропогенно-преобразованных почв и грунтов;
- выполнение инженерно-геологических и инженерно-экологических изысканий на разных площадках;
- обработка и анализ опытных данных, в первую очередь, с позиции определения объемов загрязнения почв и грунтов тяжелыми металлами.

Изучение геоморфологии территории производится обычно с использованием архивных данных с целью первичного выявления природных геохимических барьеров, какими, в первую очередь, являются почвы, поглощающие поллютанты (загрязняющие вещества) и связывающие их в неопасные соединения. Практически в каждом рассматриваемом случае, в пределах города встречаются разновидности дерново - слабо и среднеподзолистых песчаных и глинистых почв, и серых оподзоленных; черноземы: мощный гумусовый, деградированный, оподзоленный, грубо солонцеватый, и другие. Однако, как правило, почвы городов и населенных пунктов сильно изменены хозяйственной деятельностью человека и

относятся к антропогенно – преобразованным. В приводимом ниже примере, бóльшая часть городской территории представлена следующими видами почв:

Ацефалоземы – почвы без верхнего гумусного слоя. Возникли в результате планирования территории в связи с инженерной подготовкой площадок, на склонах и при рекультивации карьеров, свалок и т.п.; встречаются вдоль дорог и дамб.

Стратоземы – насыпные почвы. Отчасти сопровождают массивы ацефалоземов, но немало и самостоятельных площадей. Это, так называемый, «культурный слой» – толща вещества переменной мощности, являющегося смесью продуктов эрозии, привнесенных материалов, строительных остатков и т.д. В отличие от ацефалоземов, стратоземы имеют достаточно мощную гумусную толщу, характеризующуюся неоднородностью и слоистостью; встречаются у подножья склонов и в поймах рек; нередко приурочены к бывшим городским окраинам.

Акваземы – почвы, находящиеся в зонах длительного затопления. Это, в первую очередь, массивы аллювиальных почв в поймах городских рек, почвы полей фильтрации очистных сооружений, а также локально встречающиеся почвы замкнутых понижений, происхождение которых вызвано появлением временных отвалов.

Вышеперечисленные почвы в большей или меньшей степени химически преобразованы, имеют морфологические трансформации, обусловленные техногенным воздействием агрессивных веществ; нередко в них обнаруживаются новые горизонты (например, битуминозный), что существенно изменяет их экологические функции. В частности, битумизированные почвы превращаются в геохимический барьер, меняя баланс влаги, воздушный режим, окислительно – восстановительные условия и т.д. Примером химически преобразованных являются почвы под асфальтовыми покрытиями дворов, улиц, дорог и т.д.

Следует также отметить урбогенные и химически загрязненные почвы. Первые - это почвы дворов, стадионов, детских площадок, которые не испытывают мощного техногенного прессинга, но, тем не менее, находятся под воздействием хозяйственной деятельности человека и имеют определенные генетические отличия от природных аналогов. Вторые – это почвы, содержащие

высокие концентрации тяжелых металлов, агрохимикатов, химических загрязнителей и т.п., и представляющие опасность для здоровья людей.

Оценивая последствия влияния техногенеза на городские почвы и грунты, необходимо также отметить изменения и в самом их профиле. В частности, в них понижено содержание гумуса, увеличено содержание тонкодисперсных частиц, которые перемещаются вместе с водой и загрязнителями из верхних горизонтов в нижние, ослаблена деятельность полезной почвенной микрофлоры. Все указанные признаки уменьшают функциональную способность почв и грунтов к самоочищению и снижают их устойчивость к техногенному загрязнению. Частичным подтверждением сказанному являются содержащиеся в таблице 4.1 экспериментальные данные о размещении подвижных форм тяжелых металлов на разных горизонтах орошаемых черноземов и подстилающих их грунтов, которые свидетельствуют об увеличении концентрации загрязняющих веществ с глубиной.

Таблица 4.1. - Содержание подвижных форм тяжелых металлов в орошаемых черноземах и грунтах

Глубина, см	Содержание металлов, мг/кг									Zc
	Zn	Mn	Fe	Cu	Ni	Co	Pb	Cd	Cr	
0-25	0.97	9.5	4.25	0.33	0.75	0.45	1.75	0.23	0.20	7
25-50	0.70	7.00	4.25	0.33	1.15	1.05	1.50	0.35	1.15	18
50-75	1.20	9.25	4.25	1.05	1.50	2.15	12.50	0.60	0.80	43
75-100	1.75	11.50	2.75	1.43	1.25	2.70	14.30	0.80	0.95	50
100-150	0.75	15.30	5.00	1.05	1.50	2.50	11.30	0.75	1.15	47
Фон	1,00	43,00	2,00	0,50	1,00	0,50	0,50	0,10	0,10	
ПДК	23,00	-	-	3,00	4,00	5,00	-	-	6,00	

Химическое загрязнение грунтов и почв характеризуется суммарным показателем загрязнения (Zc), допустимая величина которого не должна превышать 16 (Украина). Известно также, что основная часть химических элементов находится в различных соединениях, лишь незначительную часть которых в естественных условиях составляют подвижные формы. Их скорости перемещения в почвах различны: цинк, никель, свинец и медь, например, мигрируют слабо, а кадмий – активнее; в слабокислой среде подвижность тяжелых металлов и микроэлементов увеличивается. В городских условиях вряд ли следует ожидать быстрого проникновения загрязнителей на большие глубины, но уже следует проводить изучение их влияния на строительные свойства оснований фундаментов зданий и сооружений.

Охарактеризовать почвы города в целом невозможно (и не нужно) поскольку в каждой его части они разные и, кроме того, детальных исследований зараженности городской территории различными токсическими веществами ранее не проводилось. Однако даже фрагментарные исследования, результаты которых приведены ниже, показывают, что на разных участках имеются очаги повышенных и высоких концентраций элементов – загрязнителей в почвах, грунтах и растительности. В качестве тестовых были взяты три площадки: возле заводской территории (табл.4.2), на территории одного из городских районов (табл.4.3) и в парковых зонах (табл.4.4).

Таблица 4.2. - Содержание тяжелых металлов в образцах почв, отобранных возле заводской территории

Площадка	Глубина, см	Содержание металлов, мг/кг									
		Cr	Mn	Ni	Cu	Zn	Cd	Sn	Sb	Pb	pHвод
1	0-20	80	200	28	20	195	0,5	4,5	3	5,2	6,2
	20-40	100	300	10	21	200	0,3	3,5	4	8,0	5,7
	40-50	75	305	8	18	120	0,3	3,0	3,2	5,5	5,5
2	0-20	82	100	30	18	300	0,6	4,0	5	6,3	5,8
	20-40	95	128	15	22	170	0,8	3,5	4,5	5,2	5,3
3	0-20	100	500	34	20	202	0,5	3,7	4	20	6,3
	20-40	98	450	28	20	195	0,5	3,2	4,2	6,5	5,7
	40-60	86	320	20	18	87	0,0	1,5	1,2	4,0	5,0
4	0-20	85	302	10	22	205	0,3	3,2	3,5	10	6,0
	20-40	200	200	10,5	20	108	0,5	3,0	3,0	6	5,9
	40-60	98	315	8	23	100	0,2	2,7	2,7	1,8	5,7
кларк		65	850	40	20	50	1,0	0,5	2,5	10	
ПДК		100	1500	85	55	100	3,0	5	5	32	

Таблица 4.3. Содержание тяжелых металлов в почвах городского района

Площадка	Содержание металлов, мг/кг					
	Cd	Mn	Ni	Hg	Pb	Zn
1	0,33	433	22,8	0.027	27.8	86,3
2	0,43	313	22,5	0.034	23.1	62,5
3	0,42	501	47,5	-	13.9	40,0
4	0,75	892	37,5	0.021	41.6	137.0
5	0,87	562	51,2	0.186	27.8	125.0
6	0,42	620	48,7	0.646	21.4	75,0
7	0,87	583	31,2	0.193	11.9	36,2
8	0,43	612	31,2	0.193	11.9	36,2
9	0,57	495	56,2	0.151	33.3	127.0
10	0,57	1687	34,2	0.138	13.9	41,2
Фон	0,50	593	30,0	0,01	13,2	53,5
ПДК	3,00	1500	85,0	2,1	32,0	100

Таблица 4.4 - Содержание тяжелых металлов в почвах и растительности городских парков

Парки	Содержание металлов, мг/кг									
	Ni		Cr		Mn		Zn		Cu	
	почва	растения	почва	растения	почва	растения	почва	растения	почва	растения
1	19,3	0,65	94,8	0,66	500	15,96	164,2	12,00	52,2	1,65
2	37,8	0,89	106,4	0,65	618	15,96	234,0	19,75	55,9	2,07
3	43,8	1,24	99,8	0,81	693	20,16	93,2	18,00	36,0	2,55
4	32,2	0,86	95,6	0,79	588	26,88	92,4	13,25	32,9	1,88
5	19,3	0,96	94,8	0,72	500	18,48	164,2	20,25	52,2	2,38
6	59,1	0,94	171,5	0,79	697	14,00	170,6	14,00	105,3	2,10
Фон	21,0		51,0		650,0		33,0		11,0	
ПДК	85,0		100,0		1500,0		100,0		55,0	

Примечание (ко всем таблицам): жирным шрифтом выделено содержание металлов, превышающих ПДК

Анализ табличных данных показывает, что почвы и грунты города представляют собой мозаично скомпонованную техногенную геохимическую территорию, внутри которой имеются неоднородные очаги высоких концентраций элементов – загрязнителей. Приведенные результаты свидетельствуют также о том, что уровень техногенного прессинга на почвенный покров города настолько значителен, что даже в рекреационных зонах есть площадки, загрязненные тяжелыми металлами. Такое положение диктует необходимость организации экологического мониторинга почв и грунтов городской территории для выявления загрязненных участков и проведения специальных мероприятий по их детоксикации и улучшению общей экологической обстановки.

Понятие об инвестиционном аспекте геоэкологического сопровождения строительства либо реконструкции

На начальном этапе геотехнического сопровождения нового строительства или реконструкции первоочередное внимание уделяется установлению категории его технической сложности и сравнению вариантов различных технологий выполнения предстоящих работ. В неявном виде, при этом уже присутствует

экологическая составляющая, включающая в себя необходимость получения информации о местоположении площадки строительства, воздушной и водной средах, загрязненности почв и грунтов, положении уровня подземных вод и др. В современных условиях стоимость земельного участка существенно зависит от этих факторов, однако далеко не всегда выполняются работы по определению показателей для их учета. Действующая в Украине методика оценки земли предусматривает применение системы локальных коэффициентов (отражающих, в определенной степени, состояние окружающей среды), которые должны назначаться на основании указанных показателей.

Понятие об основах денежной оценки земли

Земельный кодекс Украины регламентирует земельные отношения, в основе которых лежат собственность на землю, развитие рынка земли, земельно – ипотечное кредитование, регистрация прав на землю, объекты недвижимости и т.д.

Денежная оценка земли в крупных населенных пунктах производится с помощью формулы:

$$Ц_n = B * H_n / H_k * K_\phi * K_m, \text{ где} \quad (4.1)$$

$Ц_n$ – стоимость $м^2$ земельного участка;

B – затраты на обустройство территории в расчёте на $м^2$;

H_n – норма прибыли;

H_k – норма капитализации;

K_ϕ – коэффициент функционального использования земельного участка;

K_m – коэффициент расположения земельного участка.

$$K_m = K_{m1} * K_{m2} * K_{m3}$$

K_{m1} – коэффициент ренты, учитывающий региональные факторы;

K_{m2} – коэффициент ренты, учитывающий зональные факторы;

K_{m3} – коэффициент ренты, учитывающий локальные факторы.

Формулу (4.1) можно представить в виде (4.2)

$$Ц_n = Ц_{nm} * K_\phi * K_{m2} * K_{m3}, \text{ где} \quad (4.2)$$

$Ц_{nm} = 2B * K_{m1}$ – базовая стоимость 1 $м^2$ населённого пункта.

В соответствии с (4.2) определение стоимости земельного участка сводится, по сути, к назначению коэффициентов ренты (дохода с земли в пользу ее собственника – государство, город). Не останавливаясь здесь на особенностях назначения других коэффициентов, ниже, в таблицах, приведена информация, с помощью которой определяется коэффициент $K_{м.з}$ вычисляемый как произведение всех локальных коэффициентов для конкретной площадки.

Таблица 4.5. - Функционально-планировочные факторы

Местонахождение земельного участка	
в зоне пешеходной доступности до общественных центров	1,04 – 1,20
в зоне магистралей повышенного градообразующего значения	1,05 – 1,20
в зоне пешеходной доступности скоростного городского и внешнего пассажирского транспорта	1,04 – 1,15
в зоне пешеходной доступности к национальным, зоологическим и дендрологическим паркам, паркам-памятникам садово-паркового искусства, ботаническим садам, заказникам, заповедным урочищам, памятникам природы, курортам, паркам, лесам, зеленым зонам, пляжам	1,04 – 1,15
в прирельсовой зоне (участок находится или прилегает к отводу железной дороги, имеет подъездную железнодорожную колею)	1,04 – 1,10

Таблица 4.6. - Инженерно-инфраструктурные факторы

Земельный участок, прилегающий к улице без: твердого покрытия	0,90 – 0,95
централизованного водоснабжения	0,90 – 0,95
канализации	0,90 – 0,95
теплосетей	0,90 – 0,95
централизованного газоснабжения	0,90 – 0,95

Таблица 4.7. - Инженерно-геологические факторы

Местонахождение земельного участка:	0,85 – 0,90
в пределах территории, имеющей уклон более 20%	
на грунтах с несущей способностью менее 100 кПа при мощности слоя более 2 м	0,85 – 0,95
при уровне подземных вод менее 3-х метров	0,90 – 0,95
в зоне затопления паводком более 4% обеспеченности (слой затопления более 2-х м)	0,90 – 0,95
в зоне значительной заболоченности с грунтовым живлением, которое трудно осушается	0,90 – 0,95
в зоне опасных геологических процессов (оползни, карст, овражная эрозия – овраги более 10 м)	0,85 – 0,90
на намывных (насыпных) территориях	1,02 – 1,07

Таблица 4.8. - Историко-культурные факторы

Местонахождение земельного участка в:	
пределах заповедной зоны	1,08 – 1,20
зоне регулируемой застройки	1,07 – 1,11
зоне исторического ландшафта, которая охраняется	1,06 – 1,12
зоне охраны отдельных памятников	1,06 – 1,12

Таблица 4.9. - Природно-ландшафтные факторы

Местонахождение земельного участка:	
в пределах территории природоохранного назначения (национальных, зоологических и дендрологических парков, парков-памятников садово-паркового искусства, ботанических садов, заказников, заповедных урочищ, памятников природы)	1,07 – 1,11
в пределах территории оздоровительного назначения (курортов и округов санитарной охраны)	1,06 – 1,10
в пределах территории рекреационного назначения (земель туризма и отдыха, парко и зеленых зон)	1,05 – 1,09

Таблица 4.10. - Санитарно-гигиенические факторы

Местонахождение земельного участка в: санитарно-защитной зоне	0,80 – 0,96
водоохранной зоне	1,02 – 1,05
зоне ограничения застройки по степени загрязнения атмосферного воздуха	0,80 – 0,95
зоне ограничения застройки по уровню напряженного состояния электромагнитного поля	0,90 – 0,95
зоне превышения допустимого уровня шума (от железной дороги и аэродрома)	0,90 – 0,97
В ареале загрязненных грунтов (тяжелые металлы)	0,90 – 0,95

Пример 1. Промпредприятие (металлургический комбинат) – площадка 1000000 м^2 . Расположена в пределах эконоико-планировочной зоны, имеющей значение $K_{м2}=2,13$. Базовая стоимость территории города, где расположен комбинат, составляет $\Pi_{нм}=65 \text{ грн/м}^2$. Денежная оценка земли комбината составляет $\Pi_{нм} \cdot K_{м2}=138 \text{ грн/м}^2$.

Площадка относится к категории «Земли промышленности» и имеет $K_{\phi}=1,2$. Находится: в зоне пешеходной доступности к общественному центру – $K=1,12$ (табл. 4.1), имеет подъездную ж/д колею – $K=1,05$ (табл. 4.1) и централизованные водо-тепло-и газоснабжение, расположена на намывной территории – $K=1,05$ (табл. 4.3), загрязненной тяжелыми металлами – $K=0,90$ (табл. 4.6).

Таким образом, общий локальный коэффициент $K_{м3}$ составляет:

$$K_{мз} = 1,12 \cdot 1,05 \cdot 1,05 \cdot 0,90 = 1,11.$$

Тогда полная стоимость 1 м² территории равна:

$$Ц_{н} = 138 \cdot 1,11 \cdot 1,20 = 183,82 \text{ грн.}$$

А стоимость всей площадки – $183,82 \cdot 1000000 = 1838,82$ млн. грн.

При инженерно-экологических исследованиях применяется комплексный подход, состоящий из последовательного установления видов антропогенно – преобразованных почв и грунтов, их генетики и изучения (с помощью лазерного спектрометра) загрязненности почв тяжелыми металлами.

Ниже приведен *пример* установления соответствующих параметров с помощью данных инженерно – экологических (изучение загрязненности почв и грунтов тяжелыми металлами) и инженерно – геологических изысканий (исследования подтопленности территории).

Площадка строительства располагается в жилом массиве, находящемся у подножия крутого склона (перепад высот около 15 м); на окружающей территории размещено несколько объектов промышленности, есть парковая зона, проходит автомагистраль. Поверхностный покров участка сложен слабо и – средне-подзолистыми песчаными и глинистыми почвами (с отдельными включениями оподзоленных черноземов), которые могут быть отнесены к акваземам.

На определенном этапе исследований было проведено изучение химического загрязнения почв тяжелыми металлами, высокие концентрации которых представляют опасность для здоровья людей. Некоторые результаты этих исследований, в которых полученные данные превышали предельно допустимые концентрации (ПДК) тяжелых металлов, а также фоновые значения загрязнения (для рассматриваемой площадки - знаменатель), представлены в таблице 4.11.

Таблица 4.11. - Содержание тяжелых металлов в почвах, мг/кг

Площадки	Cr	Zn	Mn	Pb	Ni	Cd	Cu
Вблизи территории завода	200	108	-	-	10	0,3	21
В зоне жилой застройки	-	<u>127</u> 53,5	<u>1687</u> 593	<u>33,3</u> 13,2	<u>56,2</u> 30,0	<u>0,87</u> 0,50	-
В парковой зоне	171,5	170,6	-	-	59,1	-	105,3
ПДК	100	100	1500	32	85	3,0	55

С помощью табличных данных и соответствующих рекомендаций по оценке земли были определены коэффициенты концентрации загрязняющих элементов и, в конечном счете, значение Z_c . Его величина оказалась менее 16, что позволило назначить локальный коэффициент, учитывающий санитарно – гигиенический фактор (загрязнение грунтов и почв тяжелыми металлами) равным единице. Заметим, попутно, что приведенные материалы свидетельствуют о том, что причина загрязненности грунтов цинком и свинцом, очевидно, связана с транспортом, поскольку вблизи предполагаемого места строительства нет каких-либо других объектов-источников загрязнения, кроме автомагистрали.

Результаты инженерно-геологических изысканий использовались, кроме того, для оценки степени подтопления площадки строительства. Разрез выглядит следующим образом: под почвенным слоем, с глубин 0,5 – 1,0 м, залегают средне-зернистые аллювиальные пески разного цвета, которые переслаиваются прослоями мелкозернистых, иногда пылеватых насыщенных водой песков средней плотности; мощность этого слоя невыдержанная, колеблется от 1,8 до 8,0 м, при средней толщине 6,0 – 7,0 м. Пески подстилаются палеогеновыми глинами, вскрытая мощность которых составляет 1,5 – 2,0 м. (глины являются региональным водоупором). Подземные воды, по характеру залегания, относятся к типу свободных безнапорных, а их уровень зафиксирован на глубинах 1,0 – 2,7 м.

Анализ инженерно-геологических условий осуществлялся с привлечением ГИС – технологий. По данным 44-х геологических скважин, находящихся в зоне исследований, были построены (средствами программного продукта Arc View GIS) электронные карты поверхности земли и установившегося уровня подземных вод (рис.4.5) . Опираясь на них, была также создана трехмерная модель исследуемого участка территории (см рис.4.6), позволяющая выполнить комплексную оценку среды с использованием объема геологических структур и иллюстрирующая отсутствие взаимосвязи между отметками поверхности земли и УПВ.

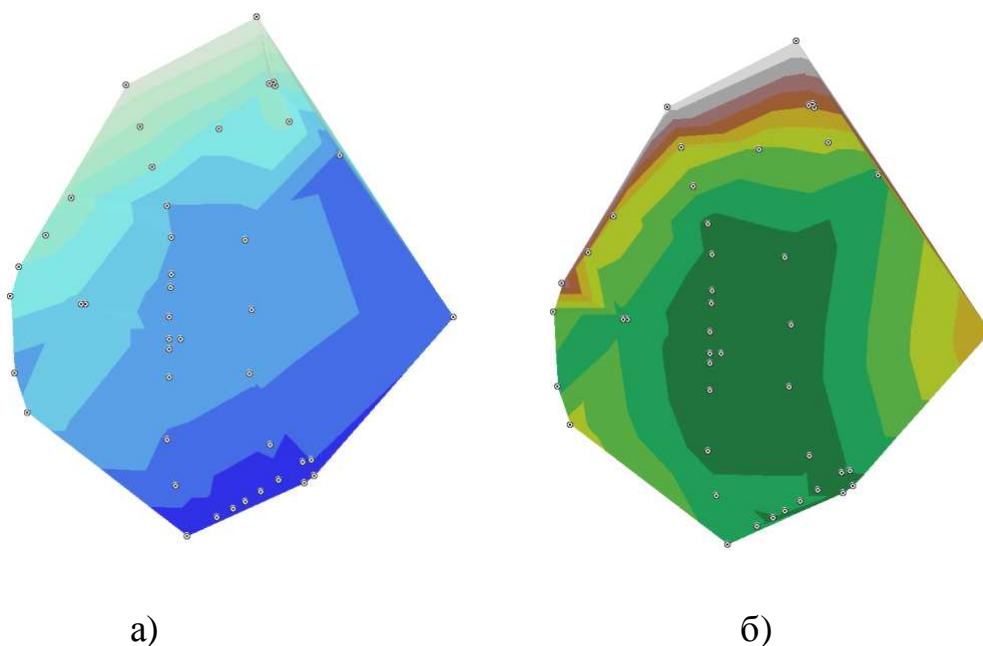


Рис.4.5. TIN-модели а) морфология, б) УПВ:

центр – самая низкая часть участка; верхняя – самая высокая

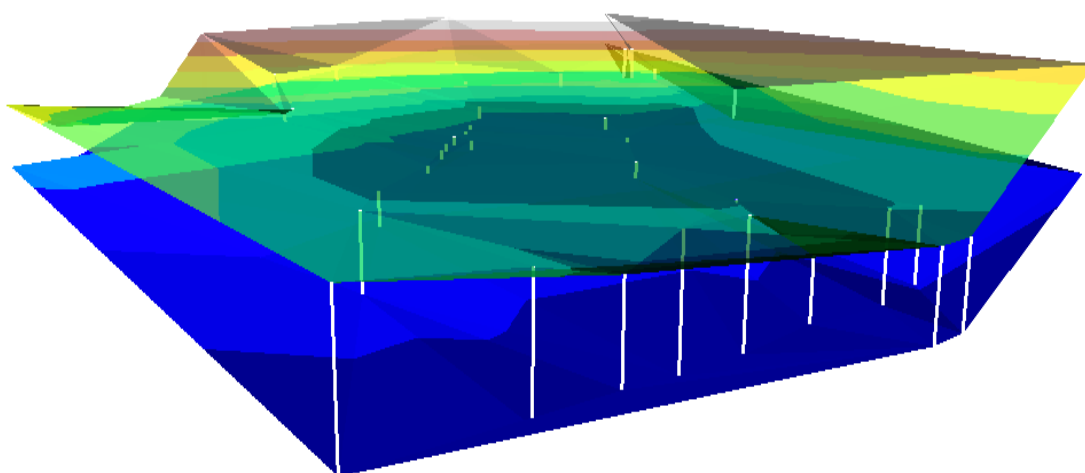


Рис.4.6. - Трехмерная модель рельефа и уровня подземных вод

Учитывая положение уровня подземных вод (менее 3-х метров от поверхности), локальный коэффициент, «ответственный» за данный геологический фактор, был принят равным 0,9.

Расположение площадки в зоне опасных геологических процессов (крутой склон) привело к необходимости введения еще одного локального коэффициента, величина которого была также принята равной 0,9.

Таким образом, результаты инженерно – экологических и – геологических исследований привели к необходимости снижения стоимости площадки строительства, практически, на 20%. Однако при этом, вследствие небольшой величины суммарного показателя химического загрязнения ($Z_c < 10$), превышение содержания отдельных тяжелых металлов в почвах над ПДК и региональным фоном не повлияло на конечную стоимость участка. Очевидно, что последнее обстоятельство является следствием специфики примененной методики оценки земли и в ряде случаев может быть скорректировано.

Общее представление о проблеме радона в строительстве

Одной из экологических проблем, связанных со строительством, является проблема радиоактивной опасности газа радон, который при больших дозах вызывает серьезные поражения тканей и органов человека, животных и растений, а при малых - индуцирует генетические дефекты, появляющиеся у потомства человека, животных и растений.

По оценке Научного комитета по действию атомной радиации ООН радон вместе с дочерними продуктами распада вносит примерно 3/4 годовой индивидуальной эффективной эквивалентной дозы облучения, получаемой человеком от земных источников радиации.

В природе радон встречается двух основных видов: радон 222 и радон 220 - члены радиоактивного ряда, начинаемые соответственно с урана 238 и тория 232.

В настоящее время ученые мира уделяют много внимания определению концентрации радона, торона и продуктов их распада в воздухе и в воде. Созданы и широко применяются фильтры, измерительные камеры, гамма-спектрометры, приборы на основе кремниевых детекторов. Однако надежных средств измерения содержания радона нет ни в Украине, ни за рубежом.

Что касается содержания радона в грунте, породе, различных материалах, связанных со строительством, то этим исследованиям не уделяется должного внимания. Но именно здесь заложены главные экологические проблемы радона,

поскольку изучение процессов накопления его в грунте и эманации (выделении) из грунта позволит при минимальных механических, физических или химических воздействиях управлять экологической ситуацией.

В статье Ильичева В.А и др. (2002г.) на основе анализа имеющихся программ предлагается выделить следующие основные разделы по решению экологических проблем радона в строительстве:

1. Аналитический обзор зарубежного и отечественного опыта.

2. Разработка методик и технологий, включая пионерные, на основе современного научно-технического уровня исследований радона, направленных на оценку экологической ситуации на строительных объектах.

3. Разработка мероприятий по снижению концентрации радона в зданиях и сооружениях и эманации его из грунта (породы) и почвы.

Методы обнаружения и определения интенсивности источников радоновыделения в грунте должны разрабатываться с привлечением статистических и вероятностных методов исследований. Эти методы, различные на разных этапах экспериментальных обследований массива и анализа их результатов, должны в любом случае учитывать специфику поставленной задачи: неизученность причин повышенной эманации радона, отсутствие какой-либо предварительной информации о характере пространственного распространения таких зон в регионе и т.д.

Первоочередными работами, которые дадут значительный социальный и экономический эффект в ближайшем будущем, являются следующие разработки:

Методики измерения концентрации радона в грунтах и подземных сооружениях.

Рекомендации по проектированию и устройству подполий с пониженной концентрацией радона как для объектов промышленного, так и гражданского строительства.

Методики оценки концентрации радона в помещениях.

Радоновое районирование, т.е. создание региональных карт (подобно сейсмическому районированию) с уровнем концентрации радона на местности.

Литература по теме 4

- 4.1. Кулачкин Б.И., Ильичев В.А., Трофименков Ю.Т., Радкевич А.И. Строительная экология и геотехника// ОФиМГ. – 1996 - №5. – С.24-28.
- 4.2. Таранов В.Г. Геотехника, геоэкология и проблема отходов// Коммунальное хозяйство городов.- К.: «Техніка» - 2002 – вып.38 – С. 91-96
- 4.3. ДБН В.2.4-2-2005. Полигоны твердых бытовых отходов. Основные положения проектирования.
- 4.4. ДБН А.2.2-1-2003. Состав и содержание материалов оценки воздействий на окружающую среду (ОВОС) при проектировании и строительстве предприятий, зданий и сооружений. Основные положения проектирования.
- 4.5. Бекетов В.Е., Евтухова Г.П. Методические указания по работе с компьютерной программой «ЭОЛ+» для расчета рассеивания загрязняющих веществ в атмосферном воздухе. – Харьков: ХНАМГ - 2007.
- 4.6. ОНД-86. Методика расчета концентраций в атмосферном воздухе вредных веществ, содержащихся в выбросах предприятий.-Л.:Гидрометео издат. -1987.
- 4.7. Дехтяренко Ю.Ф. та інш. Методичні основи грошової оцінки земель в Україні./ Київ: Профі, 2002.- 256с.
- 4.8. Охорона водних, ґрунтових та рослинних ресурсів Донецької області від забруднення важкими металами в умовах зрошення. (2002). Харків, 50 с.
- 4.9. Экология города (учебник)./ Киев, 2000. - 464 с.
- 4.10. Радиация. Дозы, эффекты, риск.- М.: Мир, 1988.-77 с.
- 4.11. Фишер Р. Сравнительная оценка онкологических заболеваний среди профессиональных групп и различных категорий населения.- М.: Энергия, 1989.-143 с.
- 4.12. Програма використання відходів виробництва та споживання на період до 2005 року // Затверджено постановою Кабінету Міністрів України 28 червня 1997р., №688. -К., 1997.
- 4.13.СП 11-102-97. Инженерно-экологические изыскания для строительства / Госстрой России. -М.: ПНИИИС Госстроя России, 1997.-41с.
- 4.14 Никитенко В.Й., Таранов В.Г. Проектирование полигона твердых бытовых отходов – экологический аспект. Будівельні конструкції. Механіка ґрунтів та фундаментобудування. Зб.наук. праць. – К.:НДІБК. – вип.71, кн.2. – 2008. – С.250-255.
- 4.15. Таранов В.Г., Никитенко В.Й. Об инвестиционном аспекте геоэкологического сопровождения строительства либо реконструкции. Реконструкція історических городов и геотехническое строительство.-Тр. Межд. конф-ции.-том2.-С.-Пб.:Из-во АСВ.-2003.-С.445-447

ТЕМА 5. АРМИРОВАНИЕ ГРУНТОВ

ЛЕКЦИЯ 14. Армирование грунтов грунтоцементными элементами.

Классификация методов армирования грунтов.

В зависимости от типа сооружения, различают методы армирования промышленных, гражданских сооружений, насыпей и дамб, шоссейных дорог, железнодорожного полотна, берегов озёр, морей и рек, при реконструкции и усилении фундаментов, с целью защиты территории.

В зависимости от прочности грунтов применяются:

- для грунтов первой категории – поверхностное армирование;
- для грунтов второй категории – глубинное армирование;
- для грунтов третьей категории – инъекционное армирование.

Армирование производится через горизонтальные и вертикальные скважины за счёт создания в них грунтовых, грунтоцементных, бетонных, железобетонных, а также металлических элементов, повышающих прочность окружающего грунтового массива. Кроме того, армирование выполняется неткаными, негниющими синтетическими материалами: геотекстиль, геомембраны, георешётки и т.д.

Грунтоцементные сваи

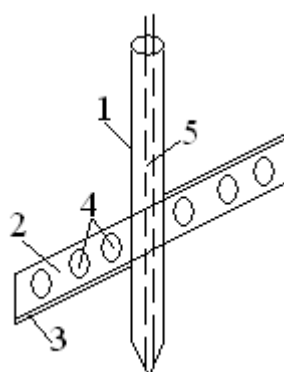


Рис. 5.1. - Схема буросмесителя

1. Штанга (труба); 2. Нож; 3. Режущая кромка; 4. Отверстия;
5. Труба для подачи раствора.

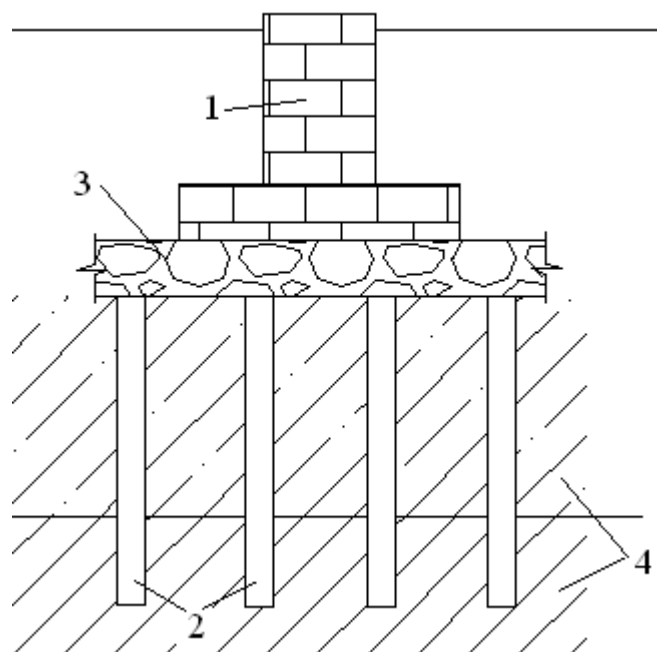


Рис.5.2 - Армирование основания

1. Фундамент; 2. Армирующий элемент; 3. Распределительная подушка;
4. Подстилающие слои грунтов;

$$E = (E_g \cdot V_g + E_a \cdot V_a) / (V_g + V_a) \quad (5.1)$$

E – приведенный модуль деформации;

E_g – модуль деформации грунта без армирования.

V_g – расчетный объем грунта.

E_a – модуль деформации армирующего элемента.

V_a – объем армирующего элемента.

Модуль деформации армированного грунта E определяется по формуле (5.1)

Буроинъекционные сваи с цементными уширениями

В проектной и производственной практике нередко возникают ситуации, требующие укрепления основания фундаментов. Существует немало технологий, по существу, являющихся методами армирования грунтов: физико-химическое закрепление грунтового массива, пересадка фундамента на сваи и др.

Ниже приведена конструкция буроинъекционных свай с цементными инъекционными уширениями, несущая способность которых поддается предварительному расчету и полному контролю в процессе производства.

Конструктивной особенностью такой сваи является наличие перфорированного иньектора, через который выполняют нагнетание цементного раствора при помощи пакерующего устройства. Схематично конструкция показана на рис. 5.3.

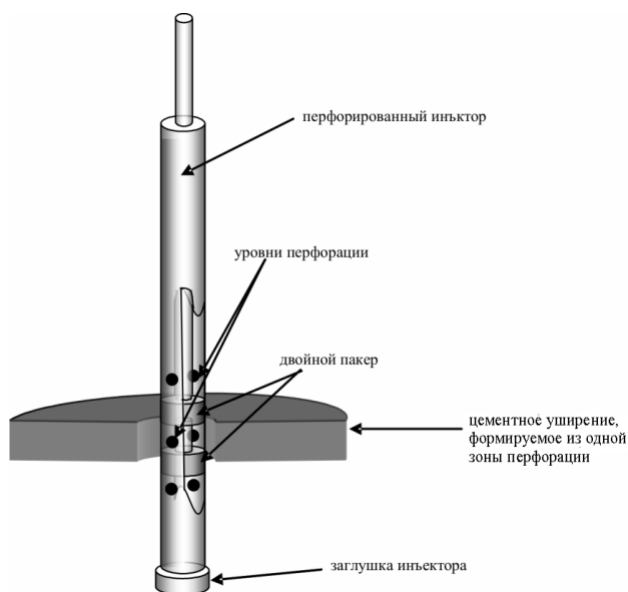


Рис. 5.3. - Иньектор для устройства уширений

При нагнетании цементного раствора в грунт через иньектор образуется цементное уширение, толщину и положение которого можно контролировать за счет перемещения пакера и изменения давления нагнетания.

Оценочные расчеты показывают, что несущая способность одного цементного уширения может составлять 6 – 30 т, что сопоставимо с несущей способностью буроиньекционной сваи.

В случае применения описываемой конструкции в целях армирования грунтового массива формула (5.1) также может применяться с учетом геометрии элементов.

Примером применения буроиньекционных свай с цементными уширениями является укрепление основания существующих колонн в цехе Таганрогского металлургического комбината.

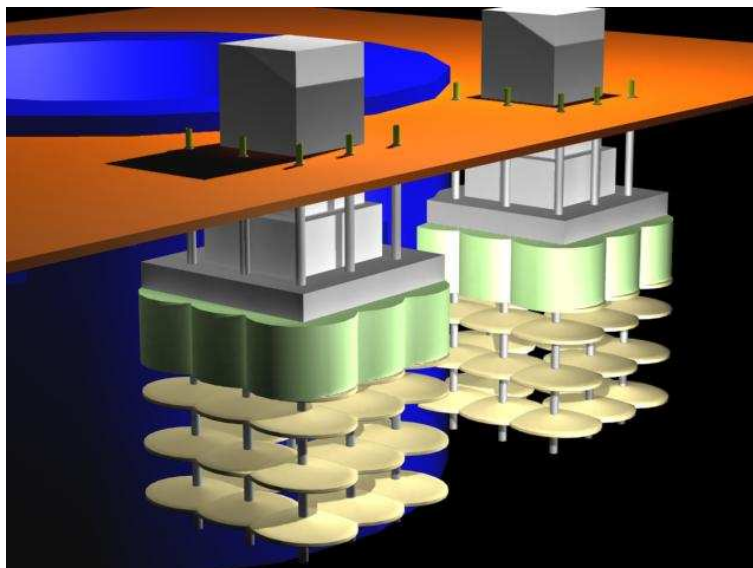
Необходимость выполнения работ была обусловлена осадками колонн, которые произошли в результате выноса обводненного грунта при строительстве отстойника окалины вблизи ряда колонн. Для исключения осадок требовалось

усиление основания колонн. Для этих целей проектом предусматривалось создание висячих свай глубиной 11 м, проходящих через тело фундамента. При сооружении свай использовали перфорированные толстостенные трубы диаметром 89 мм. Через закрытую резиновыми манжетами перфорацию труб выполняли нагнетание цементно-силикатного раствора в грунт.

Задачи нагнетания:

- заполнение зон нарушений грунта по глубине скважины;
- частичное уплотнение грунта вблизи скважины;
- создание цементных уширений по стволу скважины.

Бурение скважин производили установкой УРБ 2А-2; нагнетание производили насосом НБ-4. через двойной механический пакер.



***Рис. 5.4. - Схема формирования цементных уширений
свайного основания колонн.***

Эффективность применения буроинъекционных свай с цементными уширениями проверена промышленными испытаниями устойчивости колонн путем прогонки мостового крана грузоподъемностью 40т, которые показали полное отсутствие проседаний колонн при его эксплуатации.

ЛЕКЦИЯ 15. Армирование дамбы водоема геосинтетическими материалами

Ниже, на конкретном *примере*, описан процесс проектирования реального капитального земляного сооружения, включающий в себя комплекс исследований с применением современных материалов и технологий.

Проектом гидроаккумулирующей электростанции предусмотрено устройство верхнего водоема площадью более 3,0 млн. м², с полезным объемом - 32,7 млн. м³. Длина водоема около 3 км, наибольшая ширина около 1 км; общая длина ограждающей дамбы составляет 7350 м, высота до 21 м.

Для обеспечения пуска гидроагрегата №1 станции в верхнем водоеме предусмотрено выделение 1-й очереди с помощью временной дамбы. Длина выделяемой части составляет 700 м, общая длина ограждающих левобережной и правобережной дамб – 1900 м, длина временной дамбы по гребню - около 625 м, объем воды в образованном таким образом бассейне, при отметке НПУ 222,500 м, - 2 млн. м³.

Сооружения верхнего водоема отнесены к I классу капитальности.

Район строительства характеризуется сложными инженерно-геологическими условиями, обусловленными структурно-тектоническими особенностями и пестрым литологическим составом пород, наличием нескольких водоносных горизонтов, вариацией расчетной сейсмичности территории (6-8 баллов) при фоновой интенсивности 7 баллов (по 12-ти бальной шкале MSK – 64).

В пределах водоема большая часть поверхности представляет собой аллювиальную террасу, на которой размещены ограждающие дамбы, и лишь на небольшом участке водоем ограничен врезкой в коренные глинистые породы. Основанием участка является 25-30 метровая толща нижнесарматских известняков, представляющих собой прочную, местами кавернозную породу, горизонтально залегающую на подстилающих их песках. Под 10-ти метровой толщей песков залегают меловые и верхнепротерозойские породы. Известняки трещиноваты и рассечены несколькими крупными трещинами. В средней части территорию

водоема пересекает древний погребенный овраг, который распространяется вдоль правобережной дамбы за пределы водоема. Известняковая толща имеет большей частью относительно невысокую водопроницаемость ($k_f=0,2-3$ м/сутки), однако вблизи тектонических зон водопроницаемость увеличивается в 10-30 раз. На большей части площади водоема известняки перекрыты аллювиальными отложениями древней террасы, состоящей из галечников, песков, реже глинистых грунтов.

Тело временной дамбы возводится насыпным способом, с заложением верхового откоса 1:3,5, низового - 1:3. Рассматриваются два варианта конструкции дамбы, представленные на рис. 5.5:

- вариант 1 - тело дамбы отсыпается из песчано-глинистых грунтов, противофильтрационный экран верхового откоса выполняется из суглинка, крепление экрана дна в основании дамбы выполняется из укатанного бетона;

- вариант 2 - тело дамбы отсыпается из песчано-глинистых грунтов, экран верхового откоса выполняется из полимерных материалов, крепление экрана дна в основании дамбы выполняется сборными железобетонными плитами с геотекстилем.

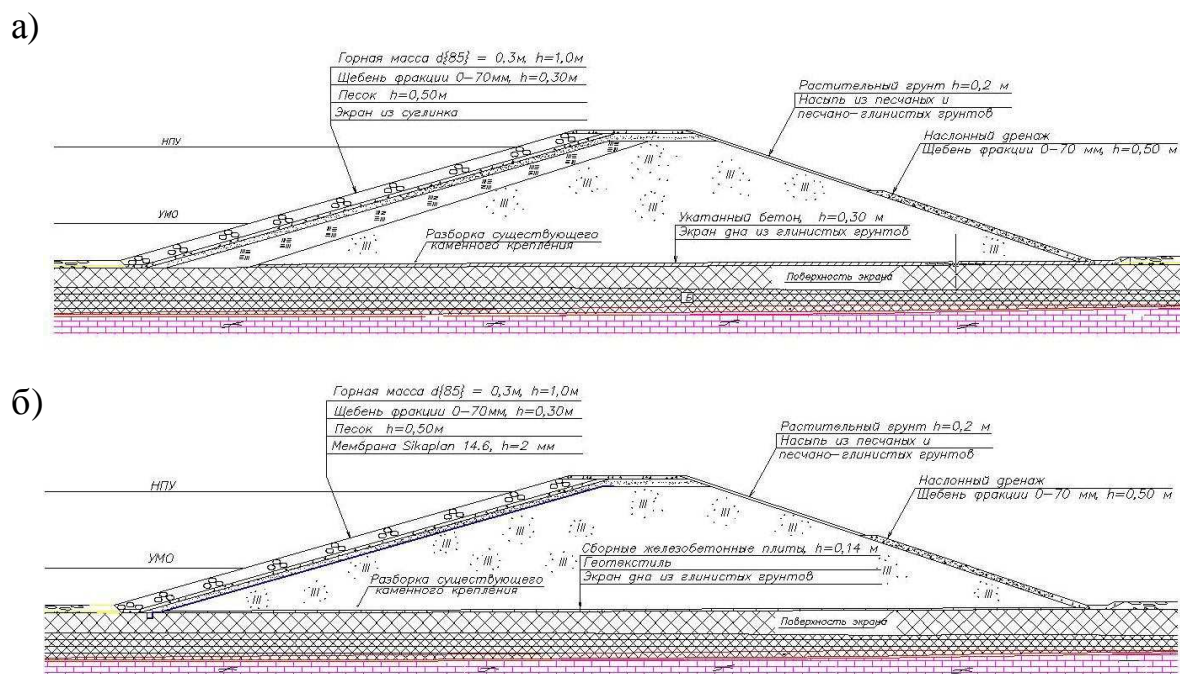


Рис.5.5 - Временная дамба: а) вариант 1; б) вариант 2

В первом варианте толщина суглинистого экрана изменяется по высоте от 1,0 м у гребня дамбы до 2-х метров у подошвы. Для защиты экрана от волновых и ледовых воздействий, а также от промерзания предусматривается его крепление горной массой с $d_{85}=0,30$ м, толщиной 1,0 м по переходному слою из щебня фракции 0-70 мм, толщиной 0,30 м, и среднезернистого песка толщиной 0,50 м.

Во втором варианте на верховом откосе дамбы устраивается противофильтрационный экран из полимерной мембраны (Sikaplan 14.6) толщиной 2 мм, которая сопрягается с экраном дна водоема. Конструкция защитного слоя та же, что и в варианте 1.

Мембрана укладываются с перехлестом соседних полотнищ на 10 см, их соединение производится сваркой горячим воздухом (ручными или автоматическими механизмами) с соответствующим контролем качества сварного шва.

Полимерные мембраны толщиной 2 мм характеризуются следующими основными показателями (в зависимости от фирмы - производителя):

- прочность при растяжении – от 16 до 30 МПа;
- срок службы – от 30 до 100 лет;
- ширина в рулоне – от 2 до 7 м.

Мембраны, рекомендуемые к применению для устройства экрана, практически водонепроницаемы, устойчивы к прокалыванию, воздействию высоких (от 100 до 120°C) и низких (от - 20 до - 40°C) температур, к воздействию кислотной среды, солей, грызунов, микроорганизмов, прорастанию корней растений.

Таблица 1. - Перечень и объемы работ по устройству дамбы

Наименование работ	Ед. изм	Количество	
		Вар. 1	Вар. 2
1 Устройство защитного слоя экрана дна из укатанного бетона $h=0,30$ м, с предварительной планировкой и уплотнением	тыс.м ³	12,00	-
Устройство деформационных швов шагом 50х50 м, с изготовлением и установкой сборных железобетонных элементов, в том числе:	тыс.м	1,22	
бетон В15	м ³	61,00	
арматура Ø 8 АІ	кг	3400,00	

Продолжение табл. 1

1	2	3	4
3 Насыпь песчано-глинистых грунтов в тело дамбы с уплотнением до $\rho_d=1,65 \text{ т/м}^3$	тыс.м ³	240,00	271,00
4 Выемка песчано-глинистых грунтов при разборке дамбы с транспортировкой до 1км	тыс.м ³	240,00	271,00
5 Устройство экрана верхового откоса дамбы из суглинка с уплотнением до $\rho_d=1,68 \text{ т/м}^3$	тыс.м ³	33,10	-
6 Выемка суглинка экрана верхового откоса при разборке дамбы с транспортировкой до 1км	тыс.м ³	33,10	-
7 Устройство на поверхности экрана дна слоя геотекстиля плотностью 300 г/м ²	тыс.м ²	-	48,00
8 Устройство защитного слоя экрана дна из сборных железобетонных плит толщиной 0,14 м, бетон В27,5	м ³ /шт	-	5856,48/ 3486
9 Устройство экрана верхового откоса дамбы из полимерной мембраны Sikaplan 14.6, h=2 мм	тыс. м ²	-	28,00
10 Демонтаж полимерной мембраны при разборке дамбы	тыс. м ²	-	28,00
11 Выемка верхнего слоя глинистого экрана дна h=0,30м с транспортировкой в отвал	тыс.м ³	2,10	0,80
12 Насыпь экрана дна из глин с уплотнением до $\rho_d=1,60 \text{ т/м}^3$	тыс.м ³	2,10	0,80

Для обоих вариантов защитного экрана были проведены исследования, включающие в себя определение прочностных и фильтрационных свойств суглинков, содержащих крупные карбонатные включения, компьютерное моделирование напряженно-деформированного состояния (НДС) дамбы и расчеты ее устойчивости.

Крупномасштабные лабораторные испытания грунтов довольно специфичны, редки и потому представляют самостоятельный интерес.

Прочностные характеристики грунтов определялись по результатам испытаний в приборе одноплоскостного среза, имеющем следующие технические характеристики.

Размеры образца грунта, мм: длина – 315; ширина – 318; высота – 145. Площадь поперечного сечения образца – 1002см². Объем образца – 14525см³. Диапазоны изменения нормальной и сдвигающей нагрузок, соответственно – 0...300кПа; 0...200кПа.

Общий вид экспериментальной установки показан на рис.5.6.

Прибор одноплоскостного среза - стационарный, смонтирован на жесткой опорной раме 1, заделанной в стену здания. Образец грунта формируется в срезной коробке 3, размещенной в ванне 2, которая заполняется водой в процессе проведения испытаний.

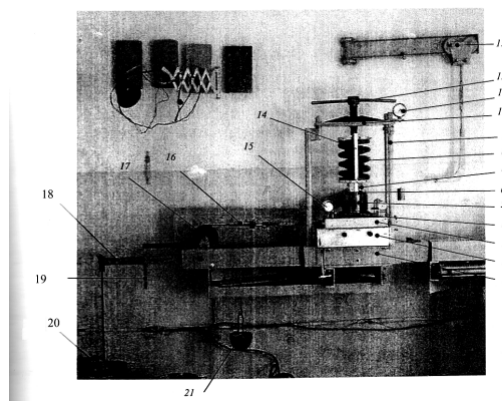


Рис.5.6. - Общий вид опытной установки

Срезная коробка 3, имеющая прямоугольное поперечное сечение, состоит из нижней неподвижной и верхней подвижной частей. Нижняя, имеющая перфорированное днище, вместе с ванной 2, жестко крепятся к опорной раме 1. Верхняя – имеет возможность перемещаться относительно нижней по ползьям.

Нормальная (вертикальная) нагрузка создается при помощи закрепленного на упорной плите 10 пространственной рамы 9 винта 12, сжимающего пружину 8. Усилие от пружины передается через цилиндрическую вставку 7, шток 6, перемещающийся в направляющем стакане 5, и катки 4 на перфорированный (или гладкий) штамп, устанавливаемый на поверхность образца грунта. Штанга 5 крепится к стене с помощью фланцевого соединения, что ограничивает возможность горизонтальных перемещений загрузочной системы при сдвиге. Монтаж и демонтаж направляющего стакана со штоком осуществляются с помощью поворотной траверсы 13. Величина нормальной нагрузки определяется степенью сжатия пружины и контролируется по шкале миллиметровой линейки 14, жестко скрепленной с нижним опорным диском винтовой пружины и свободно перемещающейся в направляющих верхнего упорного диска.

Сдвигающая (горизонтальная) нагрузка создается с помощью рычажной системы, включающей скрепленный с подвижной частью сдвиговой коробки 3 трос 16, перекинутый через блок 17, рычаг 18 (с передаточным числом 10:1), на конце которого подвешивается груз 20. В ненагруженном положении рычажная система сбалансирована противовесом 21. По миллиметровой линейке 19, закрепленной на опорной раме 1, контролируется отклонение рычага от горизонтального положения для введения соответствующих поправок на действующую сдвигающую нагрузку.

Горизонтальные перемещения при сдвиге измеряются с помощью прогибомера 11 (тип 6-ПАО, с ценой деления шкалы 0,01мм и пределами измерения 0-100мм). Осадка грунта под действием нормальной нагрузки фиксируется посредством установленных по углам верхнего штампа 4-х индикаторов 15 часового типа (ИЧ-10, цена деления - 0,01мм, измеряемый интервал 0-10мм).

(Экспериментам предшествовала тарировка оборудования, выполненная с целью установления соответствия между степенью сжатия пружины 8 и прилагаемой вертикальной сжимающей нагрузкой, а также для определения величин поправок на трение в движущихся частях прибора).

Испытания проводились по двум схемам: консолидированно – и неконсолидированно – дренированной (соответственно: медленный и быстрый сдвиги). Кроме того, методом шаровой пробы исследовался вопрос длительной прочности грунтов (строились зависимости «удельное сцепление – время»).

Результаты экспериментов приведены в таблице 5.1.

Таблица 5.1. - Характеристики грунтов

Содержание карбонатных включений по массе	Нормативные значения			Предельно-длительное сцепление грунта
	X, %	$tg\varphi_n$	φ_n град.	
Быстрый сдвиг				
0	0,167	9,5	0,071	
10	0,171	9,7	0,078	
20	0,204	11,5	0,115	
30	0,222	12,5	0,105	
Медленный сдвиг				
0	0,220	12,4	0,067	0,042
10	0,224	12,6	0,068	0,042
20	0,281	15,7	0,064	0,045
30	0,295	16,4	0,064	0,046

Из анализа табличных данных следует, что наличие крупнозернистых включений в испытуемых грунтах приводит к увеличению их сдвиговой прочности.

Водопроницаемость суглинков, содержащих карбонатные включения, определялась в компрессионно-фильтрационных приборах КФ, имеющих рабочую камеру диаметром 450мм. Исследуемый образец грунта высотой 150мм располагался между нижним однослойным дренажным фильтром из песка и верхним двухслойным фильтром из песка и гравия фракций 2...5мм. Нормальное гидростатическое давление на образец, передаваемое через перфорированный штамп, создавалось с помощью грунтовой пригрузки.

Грунт, загружаемый в фильтрационный прибор, готовился также, как и для сдвиговых испытаний. Исследования водопроницаемости проводились по схеме «снизу – вверх»; фильтрационный расход контролировался по падению уровня воды в пьезометре верхнего бьефа.

Результаты исследований содержатся в таблице 5.2.

Таблица 5.2. - Физические и фильтрационные характеристики грунтов

X, %	Мелкоземы			Смесь		K_f , м/сут
	w , д.е.	ρ_d , г/см ³	S_r , д.е.	w , д.е.	ρ_d , г/см ³	
0	0,195	1,71	0,90			$1,2 \cdot 10^{-6}$
10	0,194	1,7	0,88	0,175	1,76	$1,7 \cdot 10^{-6}$
20	0,205	1,69	0,92	0,164	1,82	$1,5 \cdot 10^{-6}$
30	0,201	1,68	0,89	0,141	1,88	$2,0 \cdot 10^{-6}$

Водопроницаемость грунтов определялась при минимальных сжимающих нагрузках $\sigma = 0,035$ МПа. Продолжительность опытов составляла 20...25 суток.

Для всех образцов характерно резкое снижение водопроницаемости на протяжении первых 50...75 часов после постановки под напор. По окончании водонасыщения и прекращения действия капиллярных сил, водопроницаемость грунта стабилизируется (в таблице приведены средние коэффициенты фильтрации после стабилизации процесса). Как видно из таблицы, содержание в суглинках крупнозернистых карбонатных включений в интервале 0...30%, не оказывает заметного влияния на водопроницаемость грунта (при условии равномерного распределения включений по объему).

Полученные характеристики использованы для построения *напряженно-деформированного состояния (НДС)* дамбы, протяженность которой 150 м при высоте 22м.

В расчетах применена компьютерная программа Plaxis 7.2.

Рассматривается плоская задача. Конечно-элементная схема построена из 15-ти узловых элементов. Граничные условия, делают невозможными горизонтальные перемещения по подошве дамбы, но допускают ее вертикальные деформации по краям.

Результаты расчетов представлены на рис.5.7.

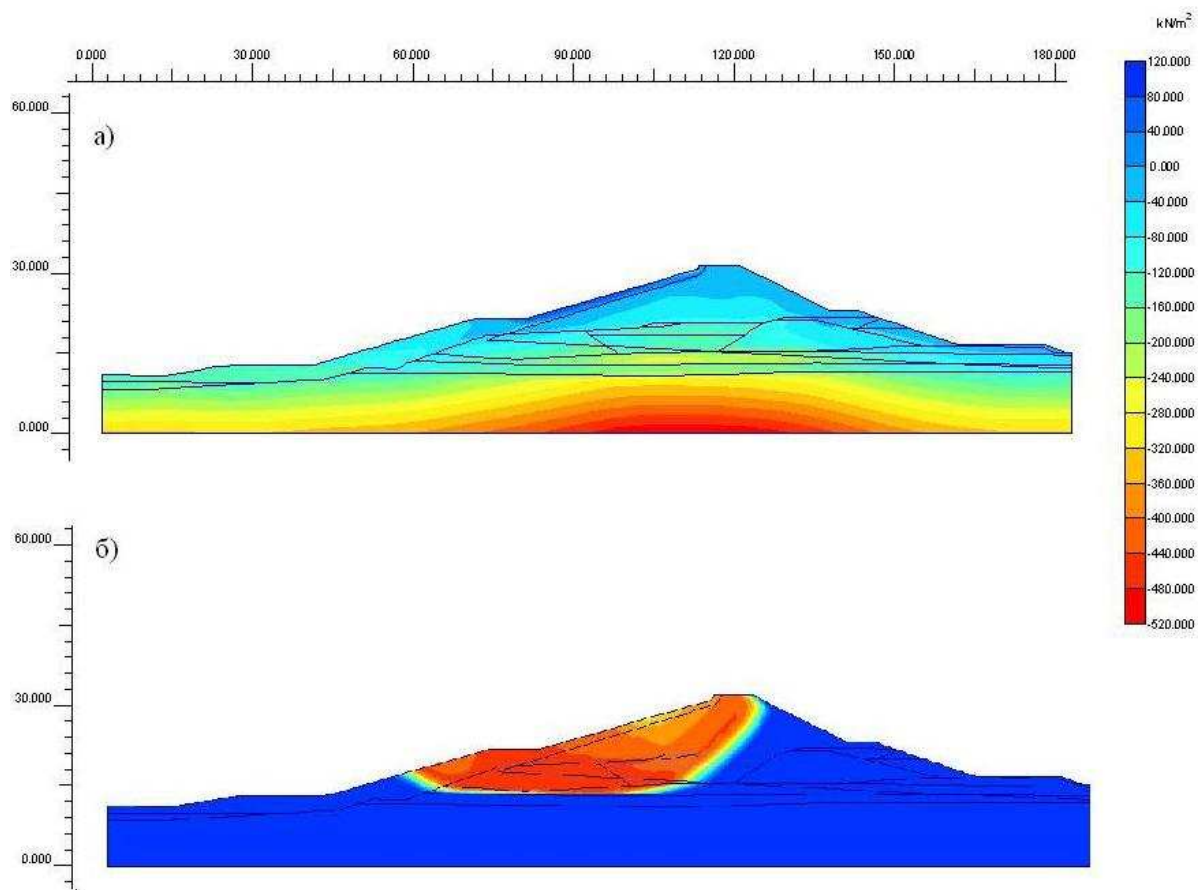


Рис.5.7: - а) Изополя напряжений в теле дамбы;
б) Призма обрушения верхового откоса

Расчеты устойчивости откосов дамбы выполнены по Plaxis 7.2. и программе “Откос”, как для кругло-цилиндрических поверхностей скольжения, по методу наклонных сил взаимодействия. Потенциальные «призмы обрушения» представлены на рис. 5.7б (верховой откос) и рис.5.8а (низовой откос); на этих же рисунках даны коэффициенты запаса устойчивости. Видно, что, в отличие от k_{st} верхового откоса, превышающего нормативный (для основного сочетания нагрузок равен 1,32), k_{st} низового откоса меньше k_{st}^H . В связи с таким результатом принято решение о необходимости укрепления низового откоса полимерными материалами. Принятая при этом схема следующая: геотекстиль (тех же параметров, что и применявшийся для экранирования дна водоема) укладывается с шагом 1м, а длина его полотнищ изменяется от 12м (в гребневой части) до 60м в основании «призмы обрушения».

Результаты армирования насыпи характеризуются коэффициентом k_{st} (см. рис.5.8б), значение которого возросло до величины 1,34. Обращает на себя внимание и факт повышения коэффициента запаса устойчивости верхового откоса, что также можно объяснить эффектом армирования тела насыпи, поскольку полотнища геотекстиля «заходят» и в «призму обрушения» верхового откоса.

Таким образом, на основании результатов выполненных расчетов можно сделать вывод, что устойчивость верхового и низового откосов принятого профиля дамбы обеспечена.

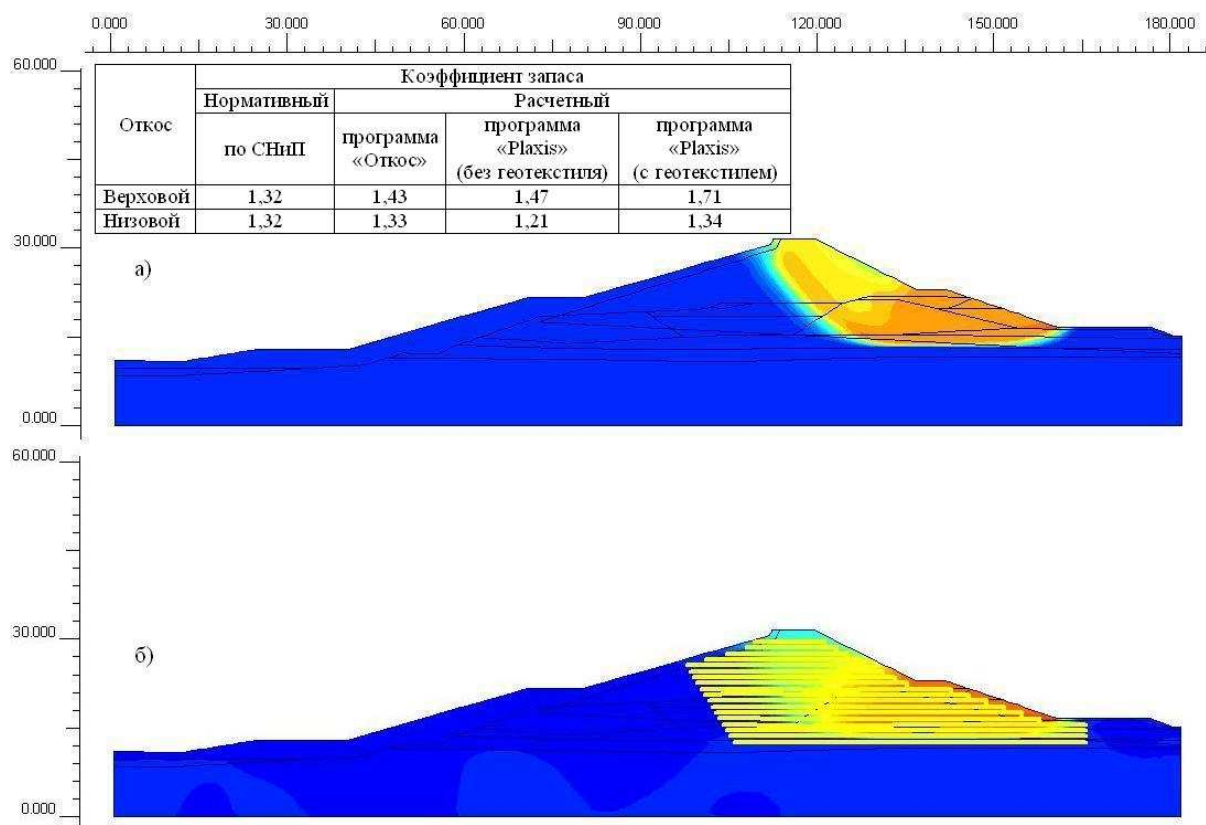


Рис.5.8

- а) призма обрушения низового откоса;
 б) армирование низового откоса геотекстилем

Кроме того, было проведено сопоставление технико-экономических показателей различных вариантов дамбы, которые представлены в таблице 5.3.

Таблица 5.3 - Результаты технико-экономического сравнения вариантов дамбы

Вариант	Применяемые материалы	Стоимость, тыс.грн.
1	Защитный слой экрана дна из укатанного бетона, экран дамбы из суглинка	9800,431
2	Защитный слой экрана дна из геотекстиля и сборных железобетонных плит, экран дамбы из полимерной мембраны	12974,136

В расчетах по варианту 2 принята следующая стоимость материалов и конструкций (без НДС):

- цена геотекстиля - 5,88 грн. за 1 м²;
- цена полимерной мембраны толщиной 2 мм - 40,3 грн. за 1 м²;

- цена сборных железобетонных плит (под автомобильную нагрузку) - 107,06 грн. за 1 м².

Сравнение вариантов конструкций экрана дамбы показывает, что стоимость экрана из полимерной мембраны почти в 1,6 раза больше стоимости экрана из суглинка. Однако в случае неоднородности состава суглинков в резервах потребуется их кондиционирование в промежуточных резервах, и в этом случае стоимость вариантов будет близка между собой. Кроме того, если сравнивать технологии производства работ по устройству экрана дамбы, то вариант с полимерными материалами будет более простым, технологичным и производительным, в меньшей степени будет зависеть от погодных условий, и потому сроки его возведения будут меньше, чем грунтового экрана.

Литература по теме 5.

- 5.1. Галат В.В., Дробахин В.П., Таранов В.Г. Комплексное исследование дамбы водоема./ Зб. пр. НДІБК.- вип. – 2008.
- 5.2. СНиП 2.06.05-84. Плотины из грунтовых материалов. Москва.- 1991
- 5.3. Будівельні конструкції. Армування основ при будівництві та реконструкції будівель і споруд/ Київ: НДІБК, 2007 - Вип..66
- 5.4. Таранов В.Г. и др. Дамба водохранилища: вариантное проектирование, исследования. Зб.наук. праць. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво – Полтава: ПНТУ, 2008. – вип. 22.- С.8-14.
- 5.5. Таранов В.Г. Опыт проектирования берегозащиты. Будівельні конструкції.- Зб.наук.праць, вип.66.- 2007. – С.234 - 237

ТЕМА 6. СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

ЛЕКЦИЯ 16. Общие представления о природе землетрясений

Многие районы нашей планеты подвержены землетрясениям. Время и место и интенсивность будущего землетрясения никогда достоверно неизвестны. По данным ООН ежегодно происходят одно-два катастрофических и около 100 разрушительных землетрясений, помимо мелких, которые регистрируется, практически, ежедневно.

Причины и механизм землетрясений можно представить следующим образом.

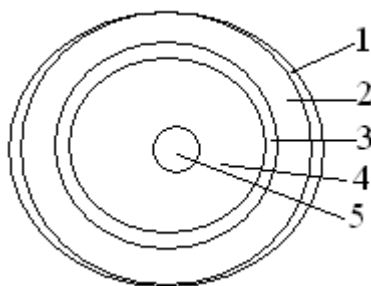


Рис. 6.1. - Схема земного шара

1. Земная кора 40-75 км. 2. Мантия 60-400 км. 3. Нижняя мантия 400-2700 км.
4. Внешнее ядро 2700-5000 км. 5. Внутреннее ядро 5000-6400 км.
(Земная кора – кожура яблока по сравнению со всей массой шара).

Землетрясение – это колебания поверхностных слоёв земной коры, вызываемые процессами деформирования и разрыва сплошности, происходящими, главным образом, в пределах земной коры.

Различают землетрясения, вызванные вулканической деятельностью, обвалами и тектонического происхождения. Природа последних, наиболее многочисленных, объясняется следующим образом.

Предполагается, что земная кора состоит из большого количества блоков, разделенных между собой трещинами, заполненными менее плотными веществами. По различным причинам (в т.ч. дрейф материков) между блоками и промежуточными участками – сейсмическими швами с разными скоростями происходят относительно медленные смещения в разных направлениях. По достижении и превышении

предельного состояния деформирования вещества земной коры происходит внезапный ее разрыв – потенциальная энергия деформации мгновенно превращается в кинетическую энергию, которая может достигать 10^{26} эрг.

Место разрыва или сдвига по сейсмическому шву, называется *очагом*, *фокусом* или *гипоцентром* землетрясения. Проекция очага на земную поверхность называется *эпицентром*. Гипоцентр и эпицентр в действительности не являются точками, а могут быть представлены в виде линии или области (например, зона гипоцентров в Карпатах, горы Вранча, имеет горизонтальный размер 60 км.)

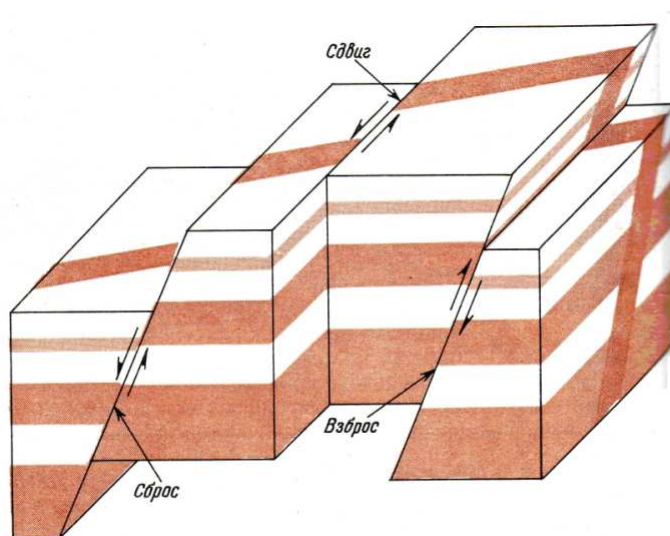


Рис.6.2. - Схема видов смещения

Наиболее часто гипоцентр находится на расстоянии 5-60 км от поверхности Земли, но известны случаи, когда очаг располагался на глубине 300 и более км. По этому показателю различают мелко (коротко) фокусные и глубоко (длинно) фокусные землетрясения (глубина очага Карпатского землетрясения 1977г равнялась 130 км).

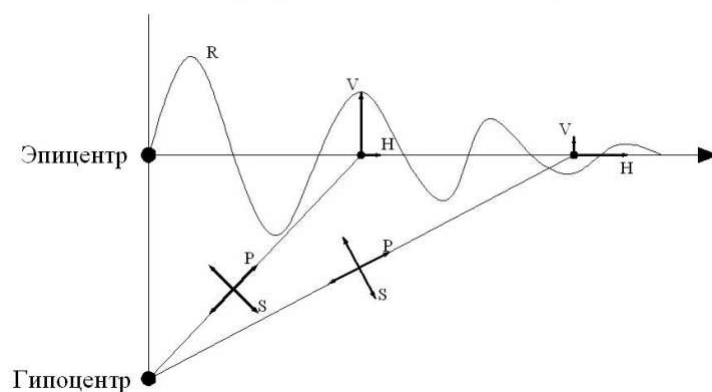


Рис.6.3. - Схема землетрясения и распространения сейсмических волн в грунтах

Сильные землетрясения сопровождаются нередко предшествующими (форшоки) и, как правило, последующими (афтершоки) сейсмическими колебаниями. Форшоки связаны с образованием в наиболее напряженном месте локальных разломов, предвещающих основной толчок. Афтершоки объясняются перераспределением напряжений вблизи очага после главной фазы землетрясения.

Освобождаемая в очаге энергия распространяется в грунтовой толще в виде *упругих волн, называемых сейсмическими*.

Преломляясь и отражаясь на границах раздела (рис 6.4), поверхности земли достигают три типа волн: продольные Р – волны сжатия – растяжения (рис.6.5 а), скорость распространения 7-8 км/с, поперечные S – волны сдвига (рис. 6.5 б), деформирующие вещество, через которое они проходят, скорость – 4-4,5 км/с, поверхностные R – волны (Релея), аналогичные гравитационным волнам на поверхности жидкости (отличие в том, что они вызываются упругими силами, а не силой тяжести), скорость – 0,7-2,5 км/с (рис. 6.5); на рис.6.5в показаны также волны Лява, сдвига в горизонтальном направлении, распространяющиеся в приповерхностном слое.

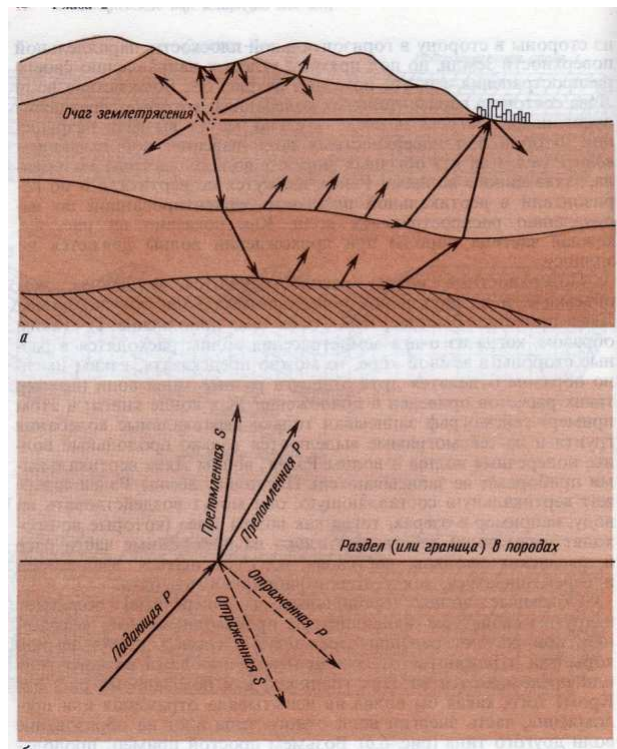


Рис. 6.4. - Упрощенная схема распространения сейсмических волн

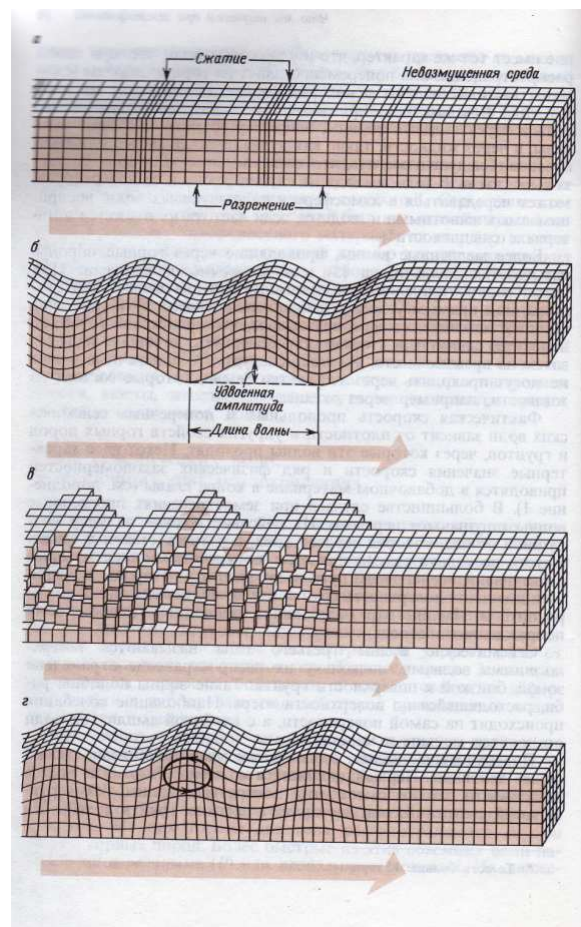


Рис.6.5 - Схема форм колебаний грунта у поверхности

Первая *фаза землетрясения* – момент вступления продольных волн (P), вторая – поперечных S, несущих наибольшую энергию. Эти фазы считаются предварительными, а момент вступления поверхностных волн (R) – главной, основной фазой землетрясения (см. рис.6.6). Разделение на фазы по видам сейсмических волн связано с тем, что здания и сооружения по разному реагируют на различные колебания, передаваемые им грунтами. Так, короткопериодные колебания ($T = 0,2 - 0,5$ с - P) являются опасными для жестких зданий (каменные, крупноблочные и крупнопанельные), а длиннопериодные ($T = 1 - 5$ с - S) – для гибких (каркасные, водонапорные башни, трубы, многоэтажные здания). Влияние сейсмических волн на здания уменьшается с увеличением эпицентрального расстояния, причем короткопериодные волны затухают быстрее, чем длиннопериодные, а затухание поверхностных волн происходит значительно слабее.

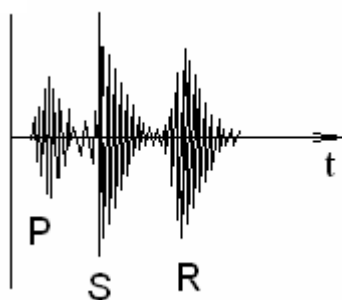


Рис.6.6. - Условная сейсмограмма

Сейсмостойкостью называется способность конструкции не разрушаться, не терять устойчивости, не опрокидываться под воздействием сейсмических сил, вызываемых землетрясением.

При проектировании зданий и сооружений в сейсмических районах основание фундамента рассматривается как источник колебаний и одновременно как часть самого сооружения. Как элемент сооружения грунтовое основание вносит дополнительную податливость по сравнению с расчетной схемой, в которой фундамент считается жестко заделанным. Вследствие этого могут изменяться собственные частоты всего сооружения.

Для строительных целей наиболее важны *сейсмометрические данные*, позволяющие знать интенсивность землетрясения, характер силового воздействия колебаний грунтов на сооружения. Указанные данные получаются с помощью сейсмозаписывающей аппаратуры, позволяющей регистрировать колебания объекта: период, смещение (сейсмограф), скорость (велосиметр), ускорение (акселерограф). Материалы инструментальных наблюдений, дополняемые результатами обследований потрясенной территории (характер изменения поверхности земли – образование трещин, оползни, обвалы, повреждения и разрушения разных типов сооружений, поведение людей, животных и т.п.) обобщаются по *баллам* сейсмической шкалы и являются основой для разработки карт сейсмического районирования, на которых нанесены *изосейсты*, т.е. линии, соединяющие пункты проявления одинаковой силы землетрясения. Карты сейсмического районирования устанавливают изосейсту средней сейсмичности на данной территории, обычно относимой к наиболее распространенным на этой площади грунтовым условиям, характеризуемым средними значениями упругих характеристик грунтов.

Проектирование объектов в сейсмических районах регламентируется ДБН В.1.1.12-2006 “Строительство в сейсмических районах”, где приведены населенные пункты с присущей им балльностью, и, кроме того, - карты с изосейстами (при отклонении от средних характеристик грунтов сейсмичность может понижаться либо повышаться).

ЛЕКЦИЯ 17. Понятие о микросейсморайонировании

Микросейсморайонирование – комплекс специальных работ по уточнению сейсмичности площадки строительства.

Верхние слои грунтов изменяют параметры подходящих из глубин сейсмических волн и, тем самым, могут изменять интенсивность сейсмических колебаний.

Изучение сейсмограмм показало, что грунты имеют преобладающие периоды, т.е. периоды собственных колебаний слоев геологических напластований, которые характерны для каждой местности. Например, типичные аллювиальные грунты (пески, суглинки, супеси, глины) имеют преобладающие периоды 0,2-0,5с. Периоды собственных колебаний зданий находятся в интервале 0,1-1,5 сек. Возможен резонанс.

Преобладающие периоды могут изменяться в зависимости от расстояния до эпицентра, интенсивности землетрясения, от свойств и геометрии геологических напластований: $T=0,5с$ - для тонких слоев; $T=1,1с$ - для слоев большей мощности.

Рисунок 6.7 наглядно иллюстрирует изменение интенсивности землетрясения в зависимости от инженерно – геологических условий конкретной территории.

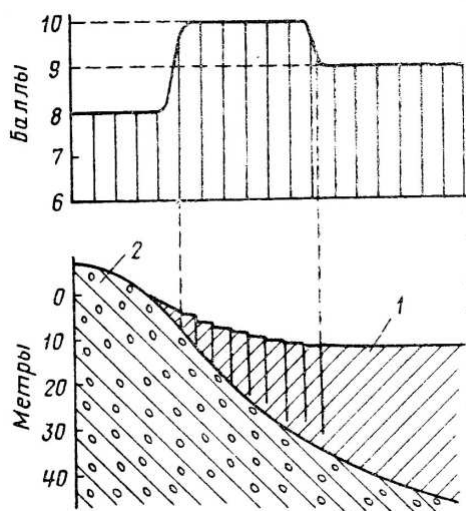


Рис. 6.7. - Схема изменения интенсивности:

1- щебенистые суглинки; 2- известковистые сланцы

Одной из главных физических характеристик грунтов для их оценки в сейсмическом отношении является сейсмическая жесткость $v\rho$, представляющая собой произведение скорости распространения продольных сейсмических волн v на плотность ρ . Поэтому приращение сейсмической интенсивности n принято определять с помощью формулы (6.1).

$$n = 1,67[\lg(v_0\rho_0) - \lg(v_n\rho_n)] + \alpha e^{-0,04 h_B^2}, \quad (6.1)$$

n - приращение в баллах сейсмической балльности для грунтов с характеристиками v_n и ρ_n по отношению к грунтам с характеристиками v_0 и ρ_0 ;

v_n, v_0 - скорости распространения сейсмических волн в км/с;

ρ_n, ρ_0 - плотности грунтов в г/см³;

h_B - глубина уровня подземных вод в м;

α - коэффициент, зависящий от типа грунтов (при отсутствии экспериментальных данных для рассматриваемого участка $\alpha=1$).

Оценка силы землетрясения

Начиная с 17 столетия для описания сейсмических катастроф делаются попытки оценки их размеров. Немногим позже для классификации землетрясений появляются различные описательные шкалы, составляемые по результатам изучения последствий от стихийного бедствия. В настоящее время для оценки силы землетрясений в разных странах используются похожие 12-балльные шкалы – модифицированная шкала Меркалли (ММ) и действующая в Украине, MSK – 64, а также шкала Рихтера. Ниже, в табл. 6.1 приведен сокращенный вариант шкалы ММ.

Таблица 6.1. - Краткая модифицированная шкала Меркалли (ММ)

<i>Баллы интенсивности землетрясения и их описание</i>
I. Ощущается только очень немногими людьми при особо благоприятных обстоятельствах
II. Ощущается только немногими людьми, находящимися в покое, чаще всего на верхних этажах зданий. Свободно подвешенные предметы иногда покачиваются.
III. Вполне отчетливо ощущается в помещении, особенно на верхних этажах, но многие люди еще не распознают землетрясения. Стоящие машины иногда слегка покачиваются. Ощущается вибрация, как от проходящего мимо грузовика. Можно оценить длительность колебаний.
IV. Днем ощущается в помещении многими, а вне помещения – немногими людьми. Ночью некоторые просыпаются. Сдвигается с места посуда, открываются и закрываются окна и двери; стены трещат. Впечатление, как будто тяжелый грузовик ударил в стену дома. Стоящие машины заметно раскачиваются и подсакивают.
V. Ощущается почти всеми, многие из спящих просыпаются. Иногда трескаются посуда, стекла окон и т.д. Образуются отдельные трещины в штукатурке; неустойчивые предметы опрокидываются. Иногда отмечается раскачивание деревьев, столбов и других высоких предметов. Могут остановиться маятниковые часы.
VI. Ощущается всеми; многие в испуге выбегают из домов. Иногда сдвигается тяжелая мебель, отмечаются случаи выпадения штукатурки и повреждения труб. Разрушения небольшие.
VII. Все выбегают из домов. В зданиях прочной конструкции и хорошей постройки разрушения незначительные, в хорошо построенных обычных домах – небольшие или умеренные, в плохо построенных или неудачно сконструированных домах и сооружениях – значительные; некоторые дымовые трубы разрушаются. Замечается людьми, ведущими автомашины.
VIII. В специальных сейсмостойких зданиях повреждения небольшие; в обычных домах из дерева или камня – значительные, с частичным обрушением; в плохо построенных зданиях и сооружениях – сильные. Панельные стены отделяются от каркаса. Падают дымовые трубы в домах, фабричные трубы, колонны, памятники, стены. Опрокидывается тяжелая мебель. Небольшие выбросы песка и грязи. Изменяется уровень воды в колодцах. Люди, ведущие машины, испытывают сотрясения.
IX. Значительные повреждения в специально сконструированных постройках; каркасные постройки хорошей конструкции перекашиваются, наклоняются. Сильные повреждения зданий из обычных материалов, частичное обрушение. Дома сдвигаются со своих фундаментов. Хорошо видны трещины в грунте. Разрывы подземных трубопроводов.
X. Разрушаются деревянные сооружения хорошей постройки; большинство каменных и каркасных строений разрушаются вместе с фундаментом; грунт изоборожден трещинами. Искривляются железнодорожные рельсы. Происходят значительные обвалы и оползни с бортов речных долин и крутых склонов. Текут глинистые и песчаные грунты. Вода из рек выплескивается на берега.
XI. Не обрушиваются только единичные строения (каменной кладки). Мосты разрушаются. В грунте образуются широкие расщелины. Подземные трубопроводы полностью выходят из строя. Обвалы и крупные оползни в мягких грунтах. Сильно искривляются рельсы.
XII. Полное разрушение Волны на поверхности земли. Обнаруживаются видимые изменения в ландшафте. Предметы подбрасываются в воздух.

Суть шкалы Ч.Рихтера, наиболее известной сегодня, состоит в измерении амплитуд волн, записываемых сейсмографом. Поскольку землетрясения сильно

различаются по величине, Ч.Рихтером введено понятие *магнитуды* (величины) и разработан метод ее расчета с учетом затухания волн при увеличении эпицентрального расстояния. На рис.6.8 с помощью номограммы показан упрощенный пример вычисления магнитуды слабого землетрясения (по Рихтеру).

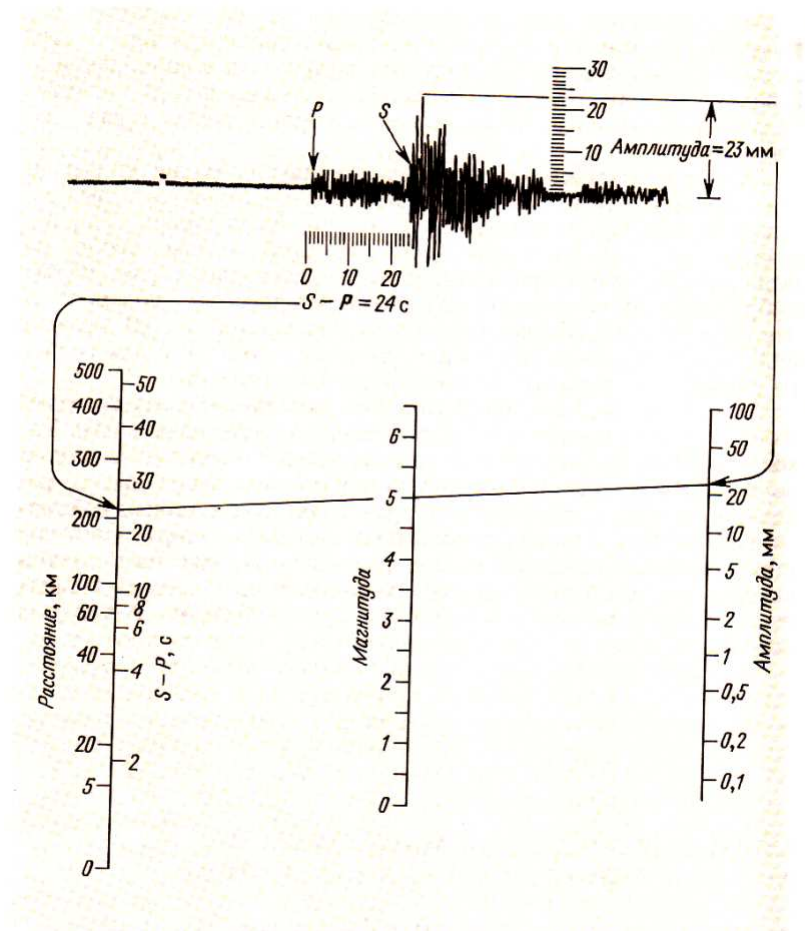


Рис.6.8. - Определение магнитуды землетрясения

Пример вычисления магнитуды (M_L) местного землетрясения

Расчет местной магнитуды (M_L) производится следующим образом:

1. По интервалу времени измеряется расстояние от фокуса землетрясения между вступлениями P и S – волн ($S-P=24c$)
2. Измеряется высота наибольшей волны на сейсмограмме (23мм)
3. На номограмме вычерчивается прямая, соединяющая нужные точки шкалы расстояний (слева) и шкалы амплитуд (справа). Магнитуда определяется по точке пересечения этой прямой со средней шкалой: $M_L=5,0$

Таблица 6.2. - Соотношение между шкалами ММ и Рихтера

Магнитуда, М	Сила землетрясения в баллах нормальной сейсмической шкалы при глубине очага в км.		
	5	20	40
8,5 – 7,5	-	9 - 10	8 - 9
7,25 – 6,5	10 - 11	8 - 9	7 - 8
6,25 – 5,25	8 - 9	7 - 8	5 - 6
5,0 – 4,25	7 - 8	5 - 6	-

Общие положения проектирования

Здание должно быть симметрично в плане.

Глубина заложения подошвы фундамента для грунтов 1 и 2 категории по сейсмическим свойствам принимается такой же как и для обычных грунтов.

Для грунтов 3 категории рекомендуется предпостроечное уплотнение грунтов, а также устройство подвалов.

Основные мероприятия – повышение жесткости сооружения.

1. Перевязка кладки предусматривается в каждом ряду.
2. Устройство монолитных ж/б поясов.
3. Фундаменты – плитные или из перекрестных лент.

Таблица 6.3. - Сведения об убытках от землетрясений

Балл	Убытки в зданиях без антисейсмических мероприятий (в % от первичной стоимости)	Убытки в % с антисейсмическими мероприятиями			Убытки в % предотвращенные вследствие антисейсмических мероприятий		
		7	8	9	7	8	9
7	14	6	5	4	8	9	10
8	32		12	8		20	24
9	103			22			81

Антисейсмические мероприятия вызывают удорожание строительства при 7 баллах на 4%, 8 баллах на 8%, 9 баллах на 11%.

ЛЕКЦИЯ 18. ДБН В.1.1.12-2006

«Строительство в сейсмических районах Украины».

Термины и определения.

Акселерограмма землетрясения - запись процесса изменения во времени ускорения колебаний грунта (основания) для определенного направления.

Антисейсмические мероприятия – совокупность конструктивных и планировочных решений основанных на выполнении указаний норм, которая обеспечивает определенный, регламентированный нормами уровень сейсмостойкости сооружений.

Воздействие сейсмическое – вектор сейсмической силы, определяемой расчетным путем или через экспериментальное наблюдение сейсмического ускорения.

Интенсивность землетрясения – энергетическая оценка воздействия землетрясения в баллах 12-балльной шкалы, определяемая по макросейсмическим описаниям разрушений и повреждений природных объектов, грунта, зданий и сооружений, движений тел, а также по наблюдениям и ощущениям людей.

Проектное землетрясение (ПЗ) – землетрясение, вызывающее на площадке строительства сотрясение максимальной интенсивности за период 500 – 1000 лет.

Расчетная сейсмическая интенсивность для площадки – величина сейсмического воздействия, выраженная в баллах макросейсмической шкалы на основании приближенных статистических оценок значений ускорений, скоростей, смещений, а также значения вероятности превышения (или не превышения) интенсивности в течение выбранного интервала времени.

Сейсмическое микрорайонирование (СМР) - комплекс инженерно-геологических и сейсмометрических работ по прогнозированию влияния особенностей строения приповерхностной части разреза (строение и свойства, состояние пород, характер и особенности, рельеф и т.п.) на сейсмический эффект и параметры колебаний грунта на площадке.

Сейсмостойкость сооружения – способность сооружения сохранять после расчетного землетрясения функции, предусмотренные проектом, например:

- отсутствие глобальных обрушений или разрушений сооружения или его частей, могущих обусловить гибель и травматизм людей,
- продолжение эксплуатации сооружения после восстановления или ремонта.

Сейсмичность площадки строительства - интенсивность возможных сейсмических воздействий на площадке строительства с соответствующими категориями повторяемости за нормативный срок. Сейсмичность устанавливается в соответствии с картами сейсмического районирования и микросейсморайонирования площадки строительства. Она измеряется в баллах по шкале MSK-64.

Учет влияния грунтовых условий

Нормативную интенсивность сейсмических воздействий в баллах для района строительства следует принимать на основе комплекта карт общего сейсмического районирования (ОСР-2004) территории Украины.

Комплект включает карты ОСР: А; В; С - для всей территории Украины в масштабе 1:2500000; детальные карты ОСР: А0; А; В; С для территорий АР Крым и Одесской области в масштабе 1:1000000 (врезки к картам ОСР-2004 территории Украины).

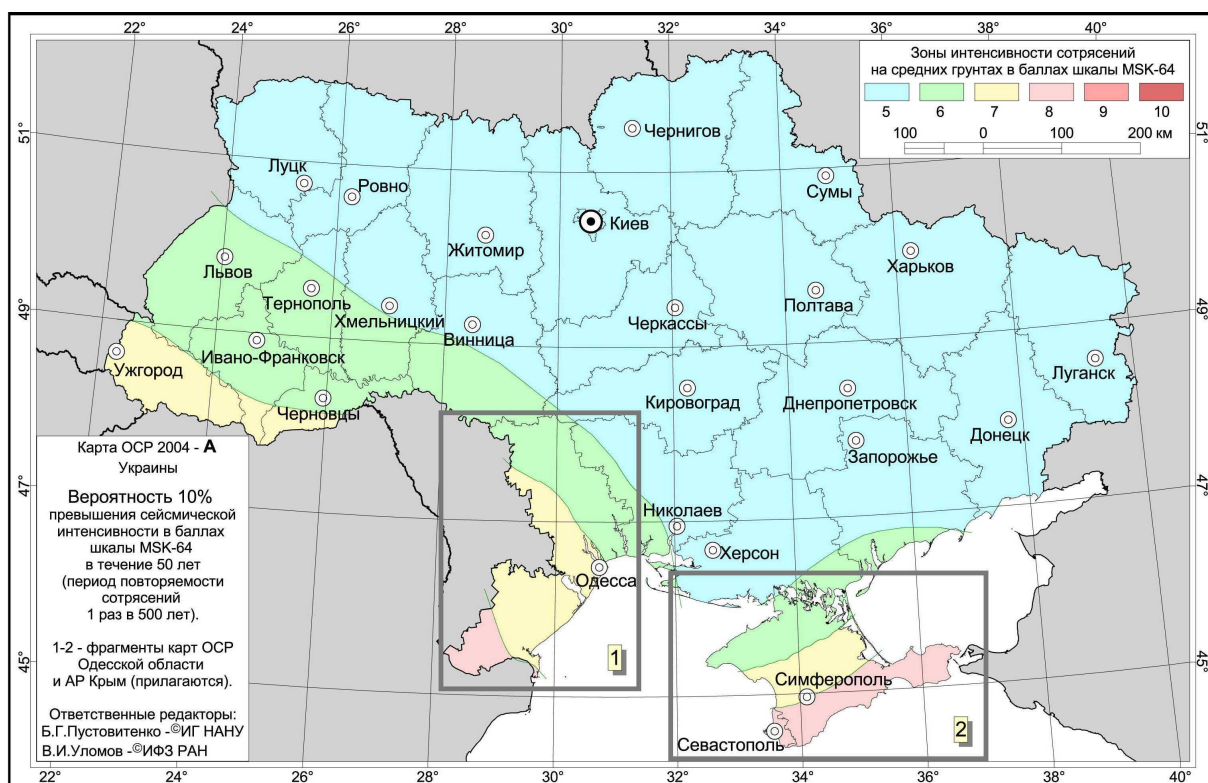


Рис. 6.9 - Карта ОСР 2004 - А

Расчетную интенсивность площадки строительства следует определять с учетом результатов сейсмического микрорайонирования (СМР), выполняемого для районов с сейсмичностью 6 и более баллов в соответствии с составом работ, указанных в нормативных документах по инженерным изысканиям для строительства (для различных объектов сейсмического микрорайонирования).

При отсутствии карт сейсмического микрорайонирования для объектов массового гражданского, промышленного и сельского строительства допускается упрощенное определение сейсмичности площадки строительства на основе материалов инженерно-геологических изысканий согласно таблице 6.4.

Таблица 6.4. - Расчетная сейсмичность площадки строительства в зависимости от категории грунтов

Категория грунтов по сейсмическим свойствам	Грунты	Нормативная сейсмичность площадки строительства при сейсмичности района, баллы				Динамические характеристики грунтов (скорость и период	
		6	7	8	9	V_s , м/с	T_0 , с
I	Скальные грунты всех видов невыветрелые и слабо-выветрелые; крупнообломочные грунты плотные маловлажные из магматических пород, содержащие до 30% песчано-глинистого заполнителя.	5	6	7	8	$V_s > 800$	$T_0 < 0,25$
II	Скальные грунты выветрелые и сильновыветрелые; крупнообломочные грунты, за исключением отнесенных к I категории; пески гравелистые, крупные и средней крупности плотные и средней плотности маловлажные и влажные; пески мелкие и пылеватые плотные и средней плотности маловлажные; пылевато-глинистые грунты с показателем текучести $I_L \leq 0,5$ при коэффициенте пористости $e < 0,9$ – для глин и суглинков, и $e < 0,7$ – для супесей.	6	7	8	9	$500 < V_s < 800$	$0,25 < T_0 < 0,5$
III	Пески рыхлые независимо от степени влажности и крупности; пески гравелистые, крупные и средней крупности плотные и средней плотности водонасыщенные; пески мелкие и пылеватые плотные и средней плотности влажные и водонасыщенные; пылевато-глинистые грунты с показателем текучести $I_L > 0,5$; пылевато-глинистые грунты с показателем текучести $I_L \leq 0,5$ при коэффициенте пористости $e \geq 0,9$ – для глин и суглинков и $e \geq 0,7$ – для супесей.	7	8	9	10	$200 < V_s < 500$	$0,5 < T_0 < 0,7$
IV	Пески рыхлые водонасыщенные, склонные к разжижению; насыпные и почвенные грунты; плывуны, биогенные грунты и илы.	По результатам специальных исследований				$V_s < 200$	
<p><i>Примечание 1.</i> В случае неоднородного состава грунты площадки строительства относятся к более неблагоприятной категории грунта по сейсмическим свойствам, если в пределах десяти-метрового слоя грунта, считая от планировочной отметки в случае выемки и черной отметки - в случае насыпи, суммарная мощность слоев, относящаяся к этой категории, превышает 5 м</p> <p><i>Примечание 2.</i> При прогнозировании подъема уровня грунтовых вод и (или) обводнения грунтов в процессе эксплуатации сооружения категории грунта следует определять в зависимости от свойств грунта (степени влажности, показателя текучести) в замоченном состоянии (за исключением локального аварийного замачивания, влияние которого при уточнении сейсмичности площадки не учитывается).</p> <p><i>Примечание 3.</i> Пылевато-глинистые грунты (в т.ч. просадочные) при коэффициенте пористости $e \geq 0,9$ - для глин и суглинков и $e \geq 0,7$ - для супесей могут быть отнесены к II категории по сейсмическим свойствам, если нормативное значение их модуля деформации $E \geq 15$ МПа, а при эксплуатации сооружений будут обеспечены условия неподтопления грунтов оснований.</p> <p>При отсутствии данных о консистенции или влажности глинистые и песчаные грунты при положении уровня грунтовых вод выше 5 м относятся к III категории.</p>							

Выбор конструктивно-планировочных решений зданий и сооружений, а также назначение состава и объема защитных мероприятий, обеспечивающих прочность и эксплуатационную пригодность объектов, должны производиться исходя из расчетной сейсмичности площадки строительства, мощности просадочной толщи, прогноза замачивания грунтов оснований в пределах всей или части просадочной толщи и ожидаемой величины просадки грунтов основания.

Расчет зданий и сооружений на сейсмические воздействия и воздействия, обусловленные деформациями основания при замачивании просадочных грунтов, следует выполнять на основе пространственных расчетных моделей.

На площадках, сейсмичность которых превышает 9 баллов, строительство в каждом конкретном случае допускается только при специальном обосновании по разрешению органа государственного регулирования.

Без достаточного обоснования не следует размещать сооружения на участках, неблагоприятных в сейсмическом отношении, к которым относятся следующие площадки строительства:

- расположенные в зонах возможного проявления тектонических разломов на поверхности;
- с осыпями, обвалами, оползнями, карстом, горными выработками;
- с крутизной склонов более 15° ;
- расположенные в зонах возможного прохождения селевых потоков;
- расположенными на цунамоопасных участках;
- сложенные грунтами IV категории по сейсмическим свойствам.

На площадках сейсмичностью 9 баллов, с неблагоприятными грунтовыми условиями, а также на грунтах IV категории, не допускается многоэтажная жилая застройка, строительство промышленных предприятий и энергетических объектов, не связанных с обслуживанием населения, проживающего в данной местности, а также строительство объектов, в которых возможно большое скопление людей (школ, детских садов, больниц, торговых центров, театров, кинотеатров). На этих

площадках допускается размещать общегородские зоны отдыха, зеленые массивы, складские помещения, автобазы, гаражи, ремонтные мастерские, временные сельскохозяйственные, производственные и другие одноэтажные помещения.

Многоэтажные и высотные здания и сооружения (более 16 этажей и высотой более 50 м) рекомендуется возводить на плотных грунтах, а на сравнительно мягких грунтах – малоэтажные и жесткие здания и сооружения. Наиболее благоприятные условия для повышения надежности зданий и сооружений обеспечиваются при соблюдении следующих соотношений:

$$T_1 \geq 1,5T_0 \text{ или } 1,5T_1 < T_0,$$

где T_1 – период первой формы собственных колебаний сооружений,

T_0 – преобладающий период собственных колебаний грунтовой толщи (определяется по результатам микросейсморайонирования).

Понятие о спектральном методе расчета

При определении расчетных значений горизонтальных сейсмических нагрузок на здания и сооружения высотой H , превышающей в два и более раз его ширину B и длину L допускается принимать расчетную схему (рисунок 6.10 а) в виде невесомого упруго-деформируемого консольного стержня, жестко заделанного в основании, несущего сосредоточенные массы весом Q_k , на уровне перекрытий, и совершающего колебательное движение по одному из направлений (x или y).

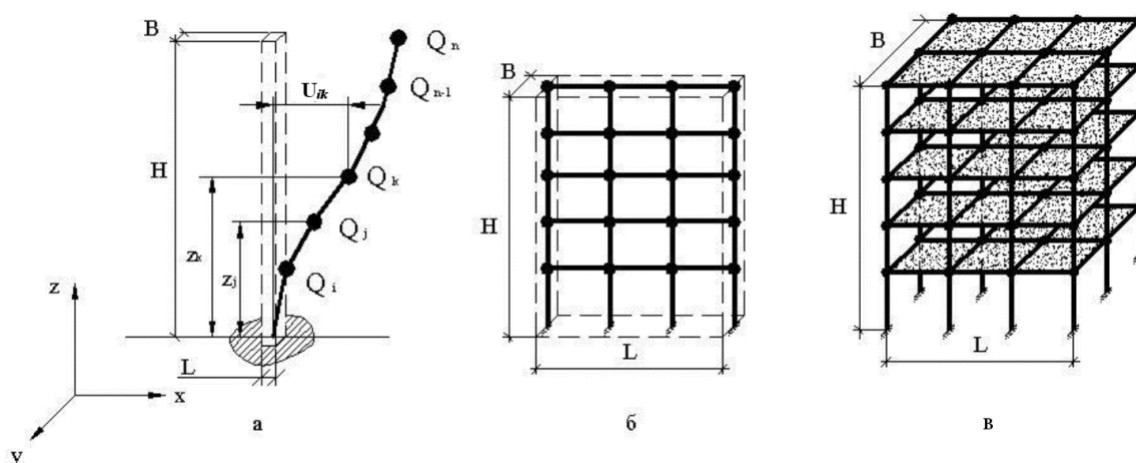


Рис. 6.10. - Расчетные схемы зданий и сооружений:

а) в виде невесомого консольного стержня; б) в виде невесомой перекрестной системы; в) в виде пространственной динамической модели

Расчетное значение горизонтальной сейсмической нагрузки S_{ki} , приложенной к точке k и соответствующее i -ой форме собственных колебаний здания или сооружения, следует определять по формуле:

$$S_{ki} = k_1 \cdot k_2 \cdot S_{0ki}, \quad (6.2)$$

где k_1 – коэффициент, учитывающий неупругие деформации и локальные повреждения элементов здания;

k_2 – коэффициент ответственности сооружений;

S_{0ki} – горизонтальная сейсмическая нагрузка по i -ой форме собственных колебаний сооружения, которая определяется в предположении упругого деформирования конструкций по формуле:

$$S_{0ki} = Q_k \cdot a_0 \cdot k_{zp} \cdot \beta_i \cdot \eta_{ki}, \quad (6.3)$$

где Q_k – нагрузка, отвечающая массе, принятой в качестве сосредоточенной в точке k ;

a_0 – относительное ускорение грунта, которое принимается равным 0,05; 0,1; 0,2 и 0,4; соответственно, для районов сейсмичностью 6, 7, 8 и 9 баллов, при использовании карт «А» и «В»;

k_{zp} – коэффициент, учитывающий нелинейное деформирование грунтов;

β_i – спектральный коэффициент динамичности, соответствующий i -ой форме собственных колебаний здания или сооружения;

η_{ki} – коэффициент, зависящий от формы собственных колебаний здания или сооружения и от места расположения нагрузки.

Значения спектрального коэффициента динамичности β_i , зависящие от категории грунта по сейсмическим свойствам (таблица 6.3) и от периода i -го тона собственных колебаний сооружения определяются по графикам (рисунок 6.11).

Коэффициенты жесткости и демпфирования основания допускается определять по методике СНиП 2.02.05-87 "Фундаменты машин с динамическими нагрузками".

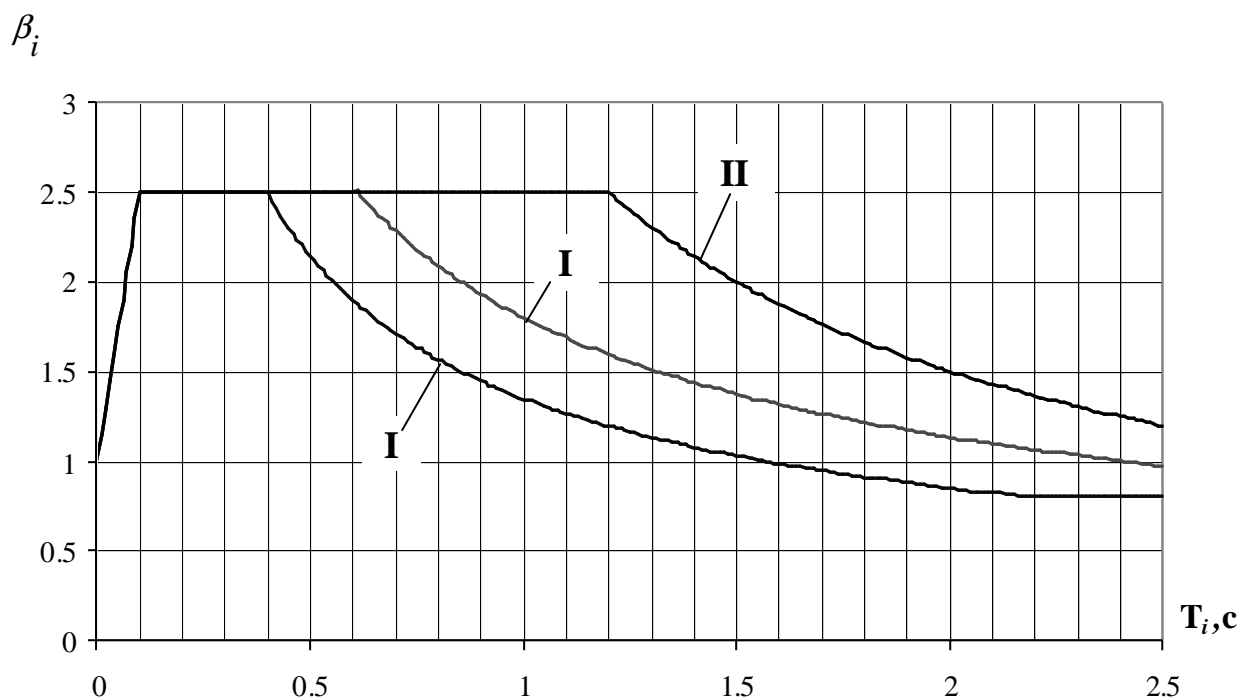


Рис. 6.11 – Значения спектрального коэффициента динамичности β_i в зависимости от категории (I-III) грунта по сейсмическим свойствам

Общие принципы проектирования сейсмостойких сооружений:

При проектировании сейсмостойких зданий и сооружений и при усилении зданий существующей застройки следует:

- принимать объемно-планировочные и конструктивные решения, обеспечивающие, как правило, симметричность и регулярность распределения в плане и по высоте здания масс, жесткостей и нагрузок на перекрытия;
- применять материалы, конструкции и конструктивные схемы, обеспечивающие наименьшие значения сейсмических нагрузок (легкие материалы, сейсмоизоляцию, другие системы динамического регулирования сейсмической нагрузки);
- обеспечивать монолитность и однородность основных несущих конструкций.



Рис.6.12 - Последствие землетрясения в г. Ниигата (Япония). 16.06.1964

Основания и фундаменты жилых, общественных и производственных зданий и сооружений.

Проектирование фундаментов зданий следует выполнять в соответствии с требованиями нормативных документов по основаниям зданий и сооружений и свайным фундаментам.

Глубину заложения фундаментов рекомендуется увеличивать путем устройства подвальных этажей.

Фундаменты зданий высотой более 16 этажей на нескальных грунтах следует, как правило, принимать свайными или в виде сплошной фундаментной плиты с заглублением подошвы фундамента относительно отметки отмостки не менее чем на 4,5 м.

Фундаменты зданий, возводимых на нескальных грунтах должны, как правило, устраиваться на одном уровне. Подвальные этажи следует предусматривать под всем зданием. При расчетной сейсмичности 7 и 8 баллов допускается устройство подвала под частью здания. При этом следует

располагать его симметрично относительно главных осей здания. Для зданий выше двенадцати этажей устройство подвала под всем зданием обязательно.

При строительстве на нескальных грунтах по верху сборных ленточных фундаментов следует укладывать слой раствора марки 100 толщиной не менее 40 мм и продольную арматуру диаметром 10 мм в количестве три и четыре стержня при сейсмичности 7 и 8 баллов соответственно. Продольные стержни должны быть соединены поперечными стержнями с шагом 300-400 мм. В случае выполнения стен подвала из сборных панелей или монолитными, конструктивно связанными с ленточными фундаментами, укладка армированного слоя раствора не требуется.

В районах сейсмичностью 9 баллов ленточные фундаменты должны выполняться, как правило, монолитными.

В фундаментах и стенах подвала из крупных блоков должна быть обеспечена перевязка кладки в каждом ряду, а также во всех углах и пересечениях на глубину не менее $\frac{1}{3}$ высоты блока; фундаментные блоки следует укладывать в виде непрерывной ленты. Для заполнения швов между блоками следует применять раствор марки не ниже 50.

В зданиях при расчетной сейсмичности 9 баллов стены подвалов должны предусматриваться, как правило, монолитными или сборно-монолитными.

В каждом ряду блоков в местах углов, примыканий и пересечений устанавливать арматурные сетки с заведением их на 70 см от мест пересечения стен.

Горизонтальные гидроизоляционные слои в зданиях следует выполнять из цементного раствора.

Фундаменты и стены подвалов из бутобетона допускаются в зданиях до 5-ти этажей при расчетной сейсмичности 7-8 баллов. Количество бутового камня, марки не ниже 100, не должно превышать 25 % общего объема фундаментов и стен, класс бетона по расчету, но не ниже В7,5.

Транспортные сооружения:

При изысканиях для строительства транспортных сооружений, возводимых на площадках с особыми инженерно-геологическими условиями (площадки со сложным рельефом и геологией, русла и поймы рек, подземные выработки и др.), и при проектировании этих сооружений, крупноблочные грунты маловлажные из магматических пород, содержащие до 30% песчано-глинистого заполнителя, а также пески гравелистые плотные и средней плотности водонасыщенные, следует относить по сейсмическим свойствам к грунтам II категории; глинистые грунты с показателем консистенции $0,25 < I_L \leq 0,5$ при коэффициенте пористости $e < 0,9$ для глин и суглинков $e < 0,7$ для супесей - к грунтам III категории.

Сейсмичность площадок строительства тоннелей следует определять в зависимости от сейсмических свойств грунта, в который заложен тоннель. Сейсмичность площадок строительства опор мостов и подпорных стен с фундаментами мелкого заложения следует определять в зависимости от сейсмических свойств грунта, расположенного на отметках заложения фундаментов.

Подпорные стены:

Высота подпорных стен, считая от подошвы фундаментов, должна быть не более:

а) стены из бетона при расчетной сейсмичности 8 баллов – 12 м; 9 баллов – 10 м;

б) стены от бутобетона и каменной кладки на растворе: при расчетной сейсмичности 8 баллов – 12 м; 9 баллов на железных дорогах – 8 м, на автомобильных дорогах – 10 м;

в) стены из кладки насухо – 3 м.

Подпорные стены следует разделять по длине сквозными вертикальными швами на секции с учетом размещения подошвы каждой секции на однородных грунтах. Длина секции должна быть не более 15 м.

Тоннели:

При выборе трассы тоннельного перехода необходимо предусматривать заложение тоннеля вне зон тектонических разломов в однородных по сейсмической жесткости грунтах. При прочих равных условиях следует отдавать предпочтение вариантам с более глубокими заложениями тоннеля.

При расчетной сейсмичности 8 и 9 баллов обделку тоннелей следует проектировать замкнутой. Для тоннелей, сооружаемых открытым способом, следует применять цельносекционные сборные элементы. При расчетной сейсмичности 7 баллов обделку горного тоннеля допускается выполнять из набрызг-бетона в сочетании с анкерным креплением.

Порталы тоннелей и лобовые подпорные стены следует проектировать, как правило, железобетонными. При расчетной сейсмичности 7 баллов допускается применение бетонных порталов.

Для компенсации продольных деформаций обделки следует устраивать антисейсмические деформационные швы, конструкция которых должна допускать смещение элементов обделки и сохранение гидроизоляции.

Усиление конструкций должно назначаться на основе оценки несущей способности главных конструктивных элементов, ответственных за общую устойчивость здания или сооружения.

При оценке несущей способности сохраняемых конструкций следует учитывать: а) пространственную работу; е) податливость грунтового основания.

Таблица 6.4 - Классификация способов реконструкции

Виды конструкций	Уровень реконструкции			
	Восстановление	Усиление	Повышение сейсмостойкости до нормативного уровня	Замена, демонтаж
Основание	1 Инъектирование	1 Инъектирование	1 Дополнительное уплотнение. 2 Водопонижение	
Фундаменты	1 Инъектирование 2 Устройство гидроизоляции	1 Устройство обойм разгрузочных конструкций.	1 Устройство обойм разгрузочных конструкций. 2 Изменение расчетной схемы.	Уширение подошвы фундаментов

Литература по теме 6.

6.1 ДБН В.1.1 – 12.2006. Строительство в сейсмических районах Украины. – 94с.

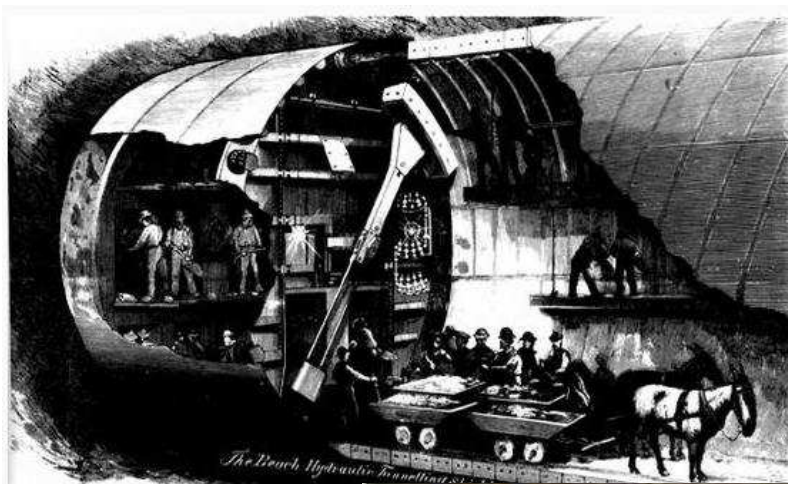
6.2. Болт Б. Землетрясения. / (Перевод с английского) – М.: «Мир».-1981–256с.

6.3. Таранов В.Г. Опыт управления уровнем подземных вод (применительно к задачам сейсмики). Науковий вісник будівництва. – Х.: ХДТУБА/ХОТВ АБУ. – вип.15. – 2001. – С.212-215.

6.4. Таранов В.Г. Влияние сейсмического воздействия и положения уровня подземных вод на свойства грунтов. Науковий вісник будівництва. – Х.: ХДТУБА/ХОТВ АБУ. – вип.15. – 2001. – С.295-208.

6.5. Таранов В.Г. Опыт управления уровнем подземных вод (применительно к задачам сейсмики). Науковий вісник будівництва. – Х.: ХДТУБА/ХОТВ АБУ. – вип.15. – 2001. – С.212-215.

6.6. Таранов В.Г. Влияние сейсмического воздействия и положения уровня подземных вод на свойства грунтов. Науковий вісник будівництва. – Х.: ХДТУБА/ХОТВ АБУ. – вип.15. – 2001. – С.295-208.



Беличенко К.П.

Набока А.А.

Таранов В.Г.

**Методические
указания**
к выполнению
курсового проекта
«Проектирование
пешеходного
тоннеля»



1. Общие указания и исходные данные

В настоящей курсовой работе решаются следующие задачи:

1. Вписывается поперечное сечение тоннеля в геологический разрез.
2. Рассчитывается железобетонная плита перекрытия, железобетонная стенка тоннеля и лоток (фундаментная плита).
3. Разрабатываются рабочий чертеж поперечного сечения тоннеля с армированием на листе формата А-1.

Первая задача решается совместно с исходными данными, приведенными на соответствующих рисунках и таблицах.

Вторая задача решается аналитически по методичке с привлечением действующей нормативной литературы.

При разработке рабочего чертежа поперечного сечения тоннеля используются данные по геометрии тоннеля и расчетной и конструктивной арматуры, определенной при решении второй задачи.

1. Исходные данные для расчета

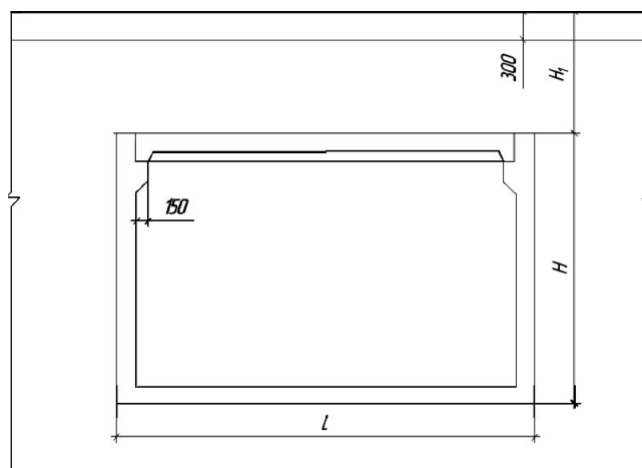


Рис.1. - Поперечный разрез тоннеля

Таблица 1 - Геометрические параметры тоннеля

Размеры тоннеля	Варианты					
	1	2	3	4	5	6
H	3000	3200	3500	3500	3000	3200
H ₁	700	1000	1200	700	1000	1200
L	4000	4500	5000	4000	5000	4500

Таблица 2 - Инженерно-геологические условия

Инженерно-геологический элемент	Норм. значен. хар-к	Расчетные хар-ки при довер. вероятн.		Варианты				
		0.85	0.95					
ИГЭ1 Дорожное покрытие асфальтобетон 8см. бетон-22см								
ИГЭ2 Пески мелкие маловлажные								
1. Удельный вес, т/м ³	1.76	1.74	1.73					
2. Модуль деформации, т/м ²	2900	2900	2900					
3. Угол внутреннего трения в град	32	32	29					
4. Удельное сцепление, т/м ²	-	-	-					
ИГЭ3 Пески с прослоями супеси, мелкие								
1. Удельный вес, т/м ³	1.62	1.62	1.62					
2. Модуль деформации, т/м ²	2100	2100	2100					
3. Угол внутреннего трения в град	29	29	27					
4. Удельное сцепление, т/м ²	-	-	-					
ИГЭ4 Пески с линзами суглинка, мелкие								
1. Удельный вес, т/м ³	1.75	1.75	1.75					
2. Модуль деформации, т/м ²	3300	3300	3300					
3. Угол внутреннего трения в град	34	34	34					
4. Удельное сцепление, т/м ²	-	-	-					
ИГЭ5 Пески мелкие, маловлажные средн. плотн.								
1. Удельный вес т/м ³	1.67	1.66	1.65					
2. Модуль деформации, т/м ²	2500	2500	2500					
3. Угол внутреннего трения в град	31	31	28					
4. Удельное сцепление, т/м ²	-	-	-					

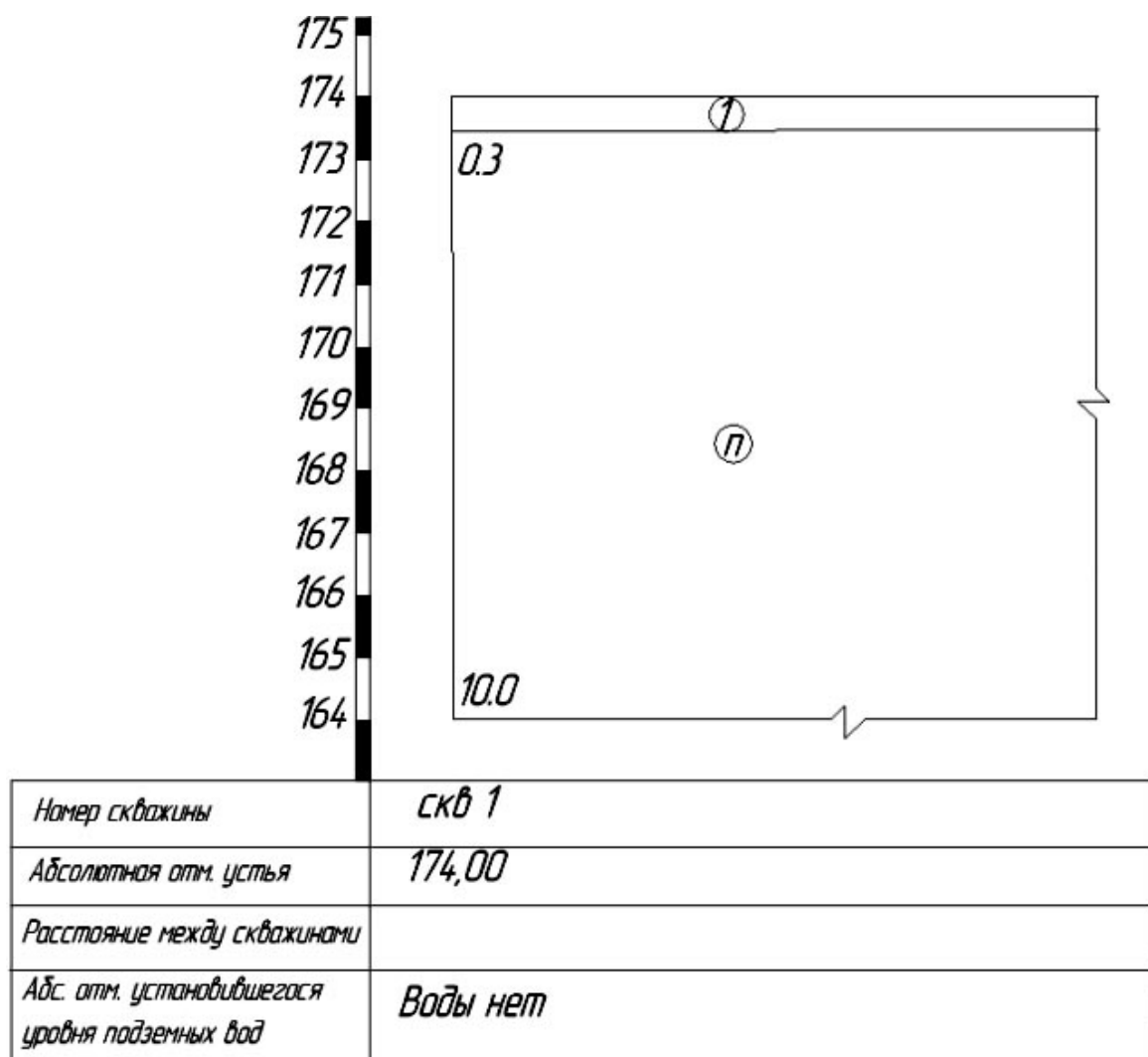


Рис.2. - Инженерно-геологический разрез

2. Расчет элементов конструкций пешеходных тоннелей.

Общие расчетные положения

2.1 Материалы и их расчетные характеристики.

Конструкции пешеходных тоннелей чаще всего выполняются из бетона и железобетона с обычной или предварительно напряженной арматурой.

Согласно требованиям норм бетон для несущих конструкций должен иметь класс не ниже В20 при обычной арматуре и не ниже В25 при предварительно напряженной арматуре. Кроме того, во всех случаях бетон должен быть морозостойким и иметь марку по морозостойкости не менее F200, а для районов со средне-месячной температурой самого холодного месяца ниже 15°C не менее F300.

Элементы конструкций городских пешеходных тоннелей могут подвергаться действию агрессивных паров или воды. В этом случае при их возведении применяют, бетоны, обладающие стойкостью против вредных воздействий.

В качестве арматурных сталей для железобетонных конструкций применяют стали класса А200, А300, А400с.

В качестве арматуры для предварительно напряженных элементов чаще применяется высокопрочная холоднотянутая проволока. Диаметр напрягаемой арматуры применяется до 40мм.

2.2 Нагрузки и сочетания.

Конструкции тоннелей рассчитываются на нагрузки от проходящего над ним транспорта, на вес слоев грунта и дорожной одежды, на горизонтальное давление земли, от собственного веса и от временной нагрузки на призме обрушения, а так же на собственный вес конструкции.

При высоком уровне грунтовых вод в расчетах учитывается гидростатическое давление.

В сооружениях при неблагоприятных условиях работы учитывается дополнительные воздействия от тормозных сил, поперечных ударов колес подвижной нагрузки, колебания температуры и др.

При расчетах должны рассматриваться наиболее невыгодные сочетания нагрузок.

В основные сочетания входят: постоянные нагрузки (вертикальные, а также горизонтальные от давления грунта), вертикальные нагрузки и давления грунта от временной нагрузки на призме обрушения.

В особые сочетания включаются наряду с постоянными и временными нагрузками сейсмические нагрузки. В таблицы 3 приведены нагрузки, воздействия и сочетания, принимаемые при расчете тоннелей.

Таблица 3 - Нагрузки, воздействия и их сочетания

Номер нагрузки	Нагрузки и воздействия	Номер нагрузки, не учитываемой в сочетании с данной нагрузкой
А. Постоянные		
1.	Собственный вес конструкций	-
2.	Воздействия предварительного напряжения	-
3.	Давления от веса грунта и сооружений, расположенных на	-
4.	Гидростатическое давление воды	-
5.	Воздействие усадки и ползучести бетона	-
6.	Воздействие осадки грунта	-
Б. Временные		
7.	Вертикальные нагрузки	14,15
8.	Давление грунта от подвижного состава	14,15
9.	Горизонтальная поперечная нагрузка от центробежной силы	10,14,15
10.	Горизонтальные поперечные удары от подвижной нагрузки	9,11,12,14-16
11.	Горизонтальная продольная нагрузка от торможения или	14,15
Прочие		
12.	Ветровая нагрузка	10,16
13.	Температурные климатические воздействия	16
14.	Воздействия морозного пучения грунта	7-11,16
15.	Строительные нагрузки	7-11,16
16.	Сейсмические нагрузки	10,12-15

При расчете нормативных нагрузок учитывают следующие объемные веса материалов (см. табл. 4).

Таблица 4 - Объемные веса материалов

№ п/п	Наименования	Объемный вес т/м ³
1.	Сталь	7.85
2.	Бетон вибрированный на гравии или щебне	2.4
3.	Железобетон	2.5
4.	Кладка бутовая и бутобетонная:	
	На известковом камне	2
	На песчаниках и кварцах	2.2
	На граните и базальте	2.4
5.	Кладка кирпичная	1.8
6.	Асфальтобетон:	
	песчаный	2
	среднезернистый	2.3
7.	Балласт щебеночный	1.7

Значения характеристик грунтов засыпки (γ', φ', c'), уплотненных с коэффициентом $K_y \geq 0.95$, допускается устанавливать по характеристикам тех же грунтов ненарушенного сложения

$$\gamma_1' = 0.95\gamma_1, \varphi_1' = 0.9\varphi_1, c_1' = 0.5c_1 \text{ но не более } 7 \text{ КПа } (0.7 \text{ Т/м}^2)$$

$$\gamma_{11}' = 0.95\gamma_{11}, \varphi_{11}' = 0.9\varphi_{11}, c_{11}' = 0.5c_{11} \text{ но не более } 1 \text{ Т/м}^2$$

Вертикальное давление грунта от его собственного веса на перекрытие тоннеля определяется по формуле:

$$P = \gamma \cdot H_\gamma,$$

где:

H - высота грунта до перекрытия тоннеля.

Горизонтальное давление грунта на глубине y

$$P_h = (\gamma \cdot y + q) \cdot \lambda_h - 2\sqrt{\lambda_h} \cdot c,$$

где:

q- равномерно распределенная нагрузка на поверхности примыкающей к стене тоннеля

Коэффициент горизонтального давления грунта:

$$\lambda_h = \operatorname{tg}^2 \theta_0$$

$$\theta_0 = 45 - \frac{\varphi}{2} \text{ - угол наклона плоскости скольжения к вертикали.}$$

При наличии на поверхности грунта в пределах призмы обрушения полосовой равномерно распределенной нагрузки q на ширине b , давление от нее распределяется в стороны под углами θ_0 к вертикали (рис. 3) до пересечения с плоскостью стены на глубине $y_a = \frac{a}{\operatorname{tg} \theta_0}$ и принимается равномерно распределенным на ширине $b_y = b + 2a$.

Интенсивность вертикального давления от полосовой нагрузки определяется по формуле.

$$P_v = q b / b_y .$$

Интенсивность горизонтального давления от полосовой нагрузки определяется по формуле:

$$P_h = P_v \cdot \lambda_h$$

Временная нагрузка от подвижного транспорта рассматривается в двух вариантах:

- АК- от автотранспортных средств (рис.3);
- специальная колесная нагрузка НК-80, состоящая из одной машины грузоподъемность 80т (рис.4)

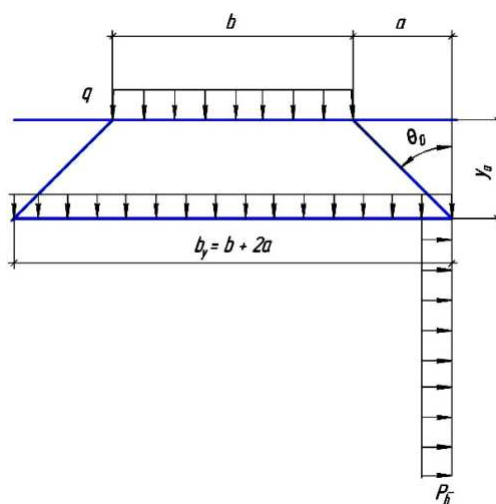


Рис. 3. - Схема распределения давления от полосовой нагрузки

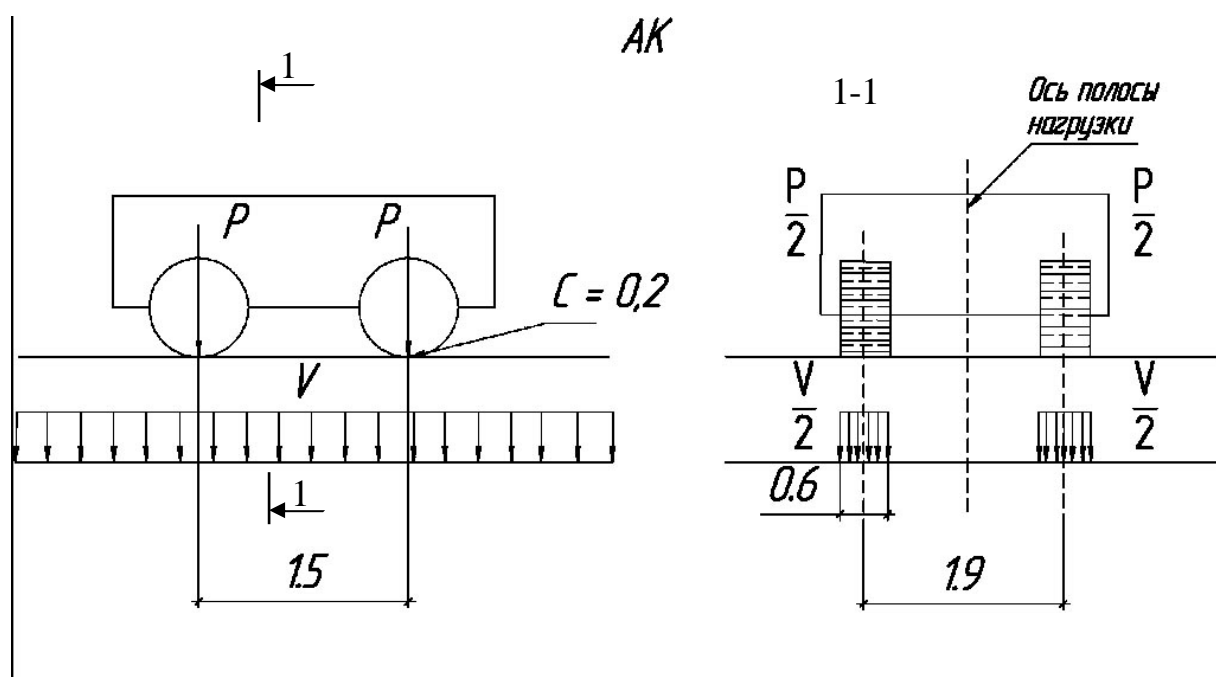


Рис.4. - Нагрузка от автотранспорта

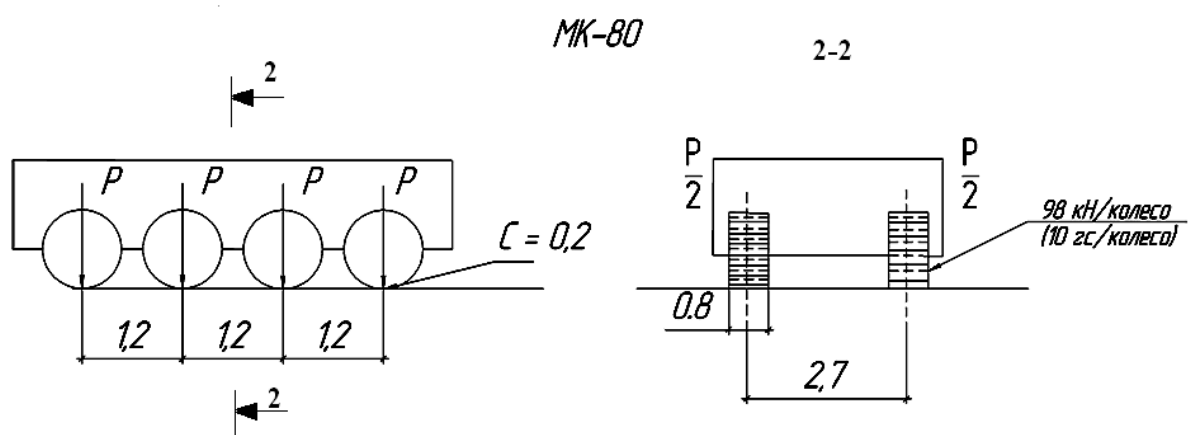


Рис.5. - Колесная нагрузка

Нагрузка от автотранспортных средств состоит из двух полос АК (рис. 6), каждая из которых включает одну двухколесную тележку с осевой нагрузкой P , равной 9.81 К, тН (1к,т) равномерно распределенную нагрузку интенсивностью v на обе колеи $v = 0.98K, \text{кН/м}$ (0.1К, т/м).

Для сооружений на основных магистральных дорогах принимается полосовая нагрузка класса К-11 или от одиночной машины НК-80.

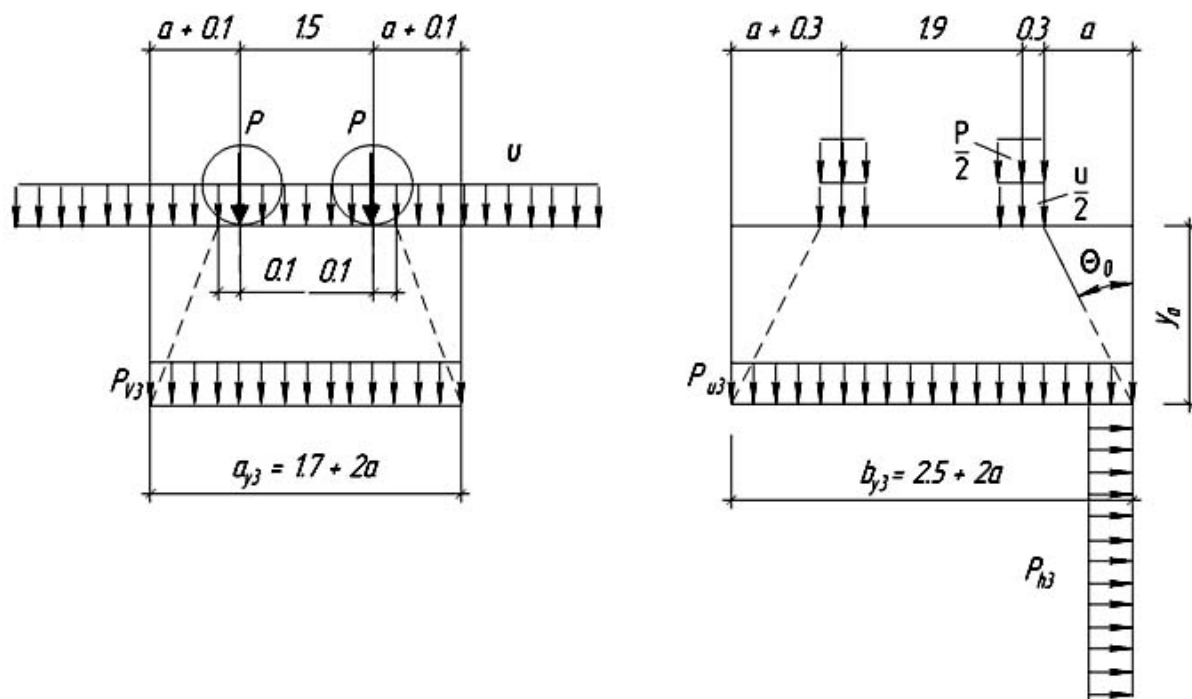


Рис.6. - Схема давления от автомобильной нагрузки АК при движении ее вдоль сооружения

Нагрузка от тележки $P=K$ (см. рис. 6) распределяется вдоль движения на длину $a_{y3} = 1.7 + 2a(м)$ и на ширину $b_{y3} = 2.5 + 2a(м)$:

Интенсивность вертикального давления:

$$P_{v3} = \frac{2P}{a_{y3}b_{y3}}$$

Вертикальная равномерно распределенная нагрузка v распределяется на ширину:

$$b_{y4} = b_{y3}$$

Интенсивность вертикального давления на глубине y_a от нагрузки v :

$$P_{v4}^n = \frac{v^n}{b_{y4}}$$

Полная нагрузка АК образуется сложением нагрузок $P_{v3}^n + P_{v4}^n$

Для получения расчетных нагрузок, нагрузки P_{h3}^n и P_{h4}^n вводятся в расчет со своими коэффициентами надежности по нагрузке.

Интенсивность горизонтальных давлений определяется по формуле:

$$P_h = P_a \lambda_h$$

Интенсивность нормативного вертикального давления от колесной нагрузки НК-80 при движении ее вдоль сооружения (рис. 7) на глубине

$y_a = \frac{a}{\operatorname{tg} \theta_0}$ при $a_{y5} = 3.8 + 2a$ (м) и $b_{y5} = 3.5 + 2a$ (м) определяется по формуле:

$$P_{v5}^n = \frac{785}{a_{y5} b_{y5}}, \text{кПа}$$

Интенсивность горизонтального давления:

$$P_{h5}^n = P_{v5}^n$$

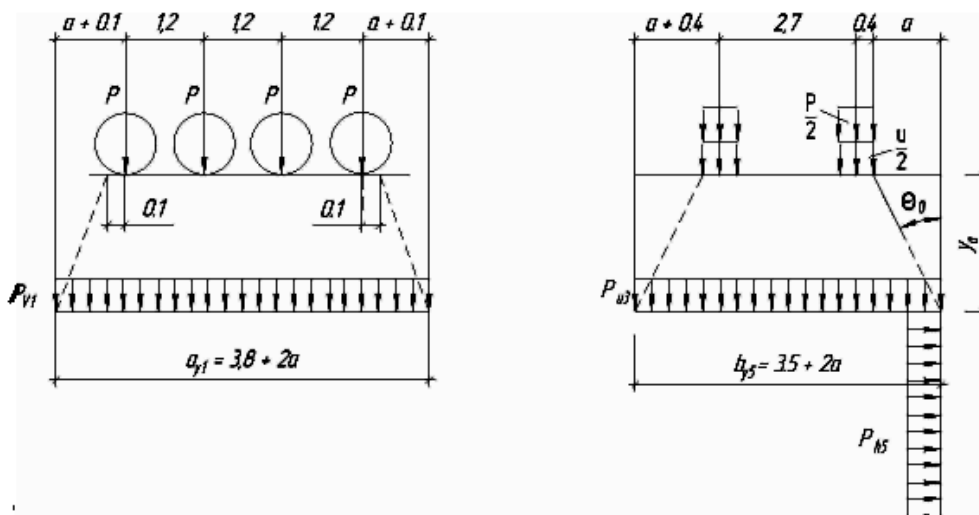


Рис. 7. - Схема давлений от автомобильной нагрузки при движении ее вдоль сооружения

При движении автотранспорта поперек сооружения интенсивность нормативного вертикального давления от автомобильной нагрузки АК(рис.8) на глубине $y \geq 0.6$ м определяется по формуле:

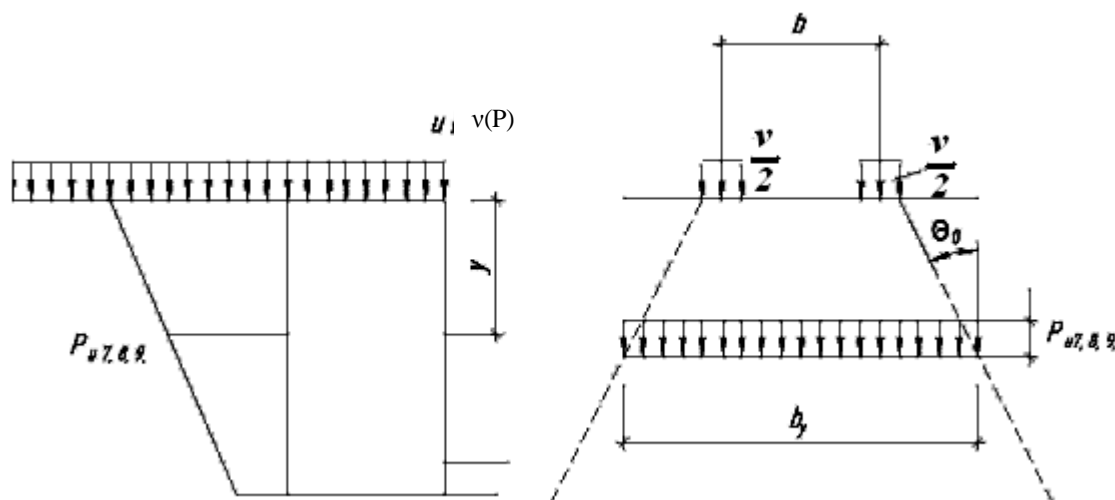
$$P_{v7}^h = \frac{28}{1 + 0.8 \operatorname{tg} \theta_0 y} \text{кПа}$$

Интенсивность нормативного вертикального давления от колесной нагрузки НК-80 на глубине $y \geq 0.8$ м определяется по формуле:

$$P_{v8}^h = \frac{44}{1 + 0.55 \operatorname{tg} \theta_0 y} \text{кПа}$$

Горизонтально давление $P_{h7,8}$ определяется по формуле:

$$P_h = P_v \lambda_h$$



**Рис.8. - Схема давлений от нагрузок АК, НК-80
при движении их поперек сооружения**

Вертикальное давление от автотранспорта на перекрытие при заглублении его менее чем на 0,6м следует определять с учетом давления от каждого колеса с распределением в пределах толщины грунтовой засыпки под углом 30° к вертикали, а в пределах дорожного покрытия под углом 45° .

При расчете сооружений по предельным состояниям первой группы коэффициенты надежности по нагрузке следует принимать:

- от собственного веса конструкции, давления грунта, оборудования, складированного материала, равномерно распределенной нагрузке на поверхности грунта по ДБН В.1.2-2:2006;

- от автотранспортных средств, колесной нагрузки, дорожного покрытия проезжей части и тротуаров по СНиП 2.05.03-84.

Коэффициенты надежности по нагрузке при расчете по предельным состояниям второй группы принимаются равными 1.

Таблица 5 - Коэффициенты надежности

№ п/п	Нагрузки	Коэф. надежности по нагрузке γ_f
Постоянные		
1.	Собственный вес конструкций тоннеля	1.1(0.9)
2.	Давление грунта в природном залегании	1.1(0.9)
3.	Давление насыпного грунта	1.2(0.9)
4.	Вес выравнивающего, изоляционного, защитного и др. слоев	1.3(0.9)
5.	Вес дорожного покрытия проезжей части и тротуаров	1.5(0.9)
Временные длительные		
6.	Колесные нагрузки	1.1
7.	Нагрузки от колес автомобилей	1.4
8.	Температурные климатические деформации и воздействия	1.3

3. Пример расчета конструкций подземного пешеходного тоннеля.

На рис. 1 изображен поперечный разрез пешеходного тоннеля мелкого заложения. Глубина заложения верха тоннеля с учетом покрытия мостовой перекрываемой улицы 1 м. Толщину бетонного покрытия принимаем равной 0,3 м. Ширина тоннеля в свету $L=4,1$ м, длина равна габаритам пересекаемой улицы.

Тоннель сооружается в плотной супеси, для которой угол внутреннего трения $\varphi^n = 27^\circ$ $\varphi_1 = 24^\circ$ $\varphi_{11} = 27^\circ$, удельный вес грунта $\gamma^n = 1800 \text{ кг/м}^3$ $\gamma_1 = 1770 \text{ кг/м}^3$ $\gamma_{11} = 1780 \text{ кг/м}^3$

Грунтовые воды залегают ниже подошвы фундамента. Конструкция обделки тоннеля состоит из сборных железобетонных элементов: ребристых плит покрытия, стеновых блоков сплошного сечения Г-образной формы без утолщения к низу, монолитно соединяемых со сборными плитами лотка. Под подошвой лотка устраивается бетонная подготовка толщиной 100 мм из бетона класса В7,5.

Конструктивная схема тоннеля принимается как рама с шарнирными узлами сопряжения плит перекрытия.

3.1 Расчет ребристой плиты перекрытия.

Задаемся габаритами плиты: толщина плиты $h_{пл}$ принимается 10-12см, высота ребер $h_p = (\frac{1}{10} - \frac{1}{12})L$, длина плиты $L = 4.5 \div 6м$; ширина ребер $b_p = (\frac{1}{2} \div \frac{1}{4})h_p$; ширина плиты $1 \div 2 м$, кратна 0.5м.

С целью увязки размеров плиты с заводскими формами назначаем следующие размеры сечения плиты: длина $L_n = 4250мм$, ширина $B_n = 1480мм$, толщина ребер $b_n = 200мм$ (рис.9).

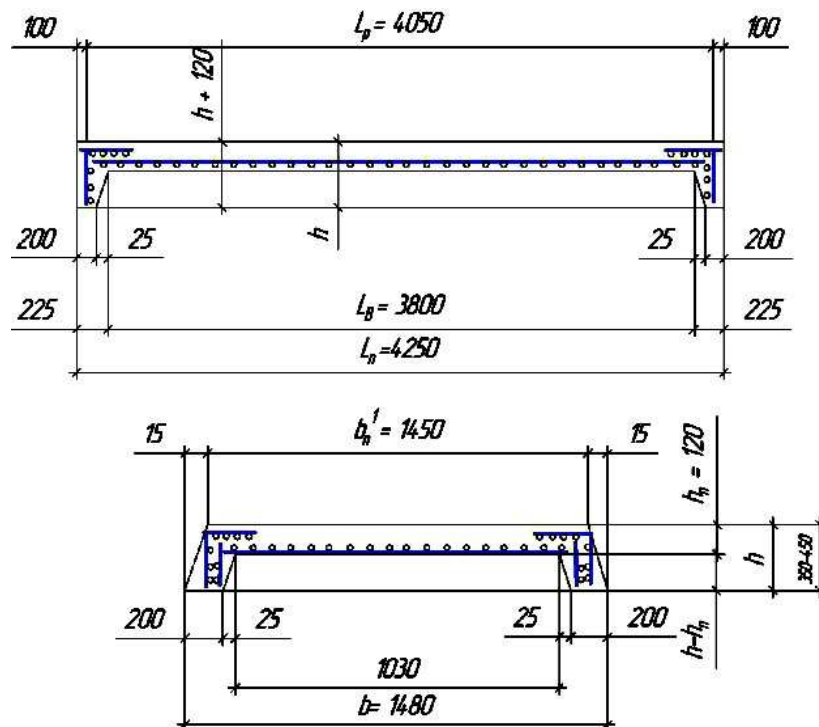


Рис.9. Поперечный и продольный разрезы плиты перекрытия

На плиту действуют постоянные нагрузки (дорожное покрытие, грунтовая засыпка и изоляционные слои) и временная подвижная нагрузка от транспорта.

Постоянная нагрузка.

Расчет постоянных нагрузок приведен в табл.6.

Временная нагрузка.

Временная подвижная нагрузка, как указывалось выше, передается под колесами на площадки соприкосновения шин с поверхностью покрытия, распределяясь под углом 45° в пределах бетонного покрытия и под углом θ_0 к вертикали в грунте (при $H > 0.6$ м).

$$\theta_0 = 45^{\circ} - \frac{\varphi}{2} = 45 - \frac{27}{2} = 31.5^{\circ}$$

Таблица 6. - Расчет постоянных нагрузок на перекрытие в кг/м²

№ п/п	Вид нагрузки и расчет	Нормат. нагрузка q_1''	Кэф. надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка q_1
1	Дорожное покрытие из асфальтобетона- 8см 2300×0.08	184	1.5	276
2	Бетонное основание-22см 2400×0.22	528	1.5	792
3	Засыпка грунтом-60см 1800×0.6	1080	1.2	1296
4	Защитный бетонный слой по сетке-4см 2400×0.04	96	1.2	115
5	Гидроизоляция- три слоя гидроизола	20	1.2	24
6	Выравнивающая стяжка из цементного раствора-2см 2200×0.02	44	1.2	52.8
7	Бетонная подготовка от 2 до 5 см (в среднем 3см) 2400×0.03	72	1.2	86.4
	Итого	2024	-	2642
	Железобетонная ребристая плита перекрытия h=13см 2500×0.13	325	-	357
	Всего	2349		2999

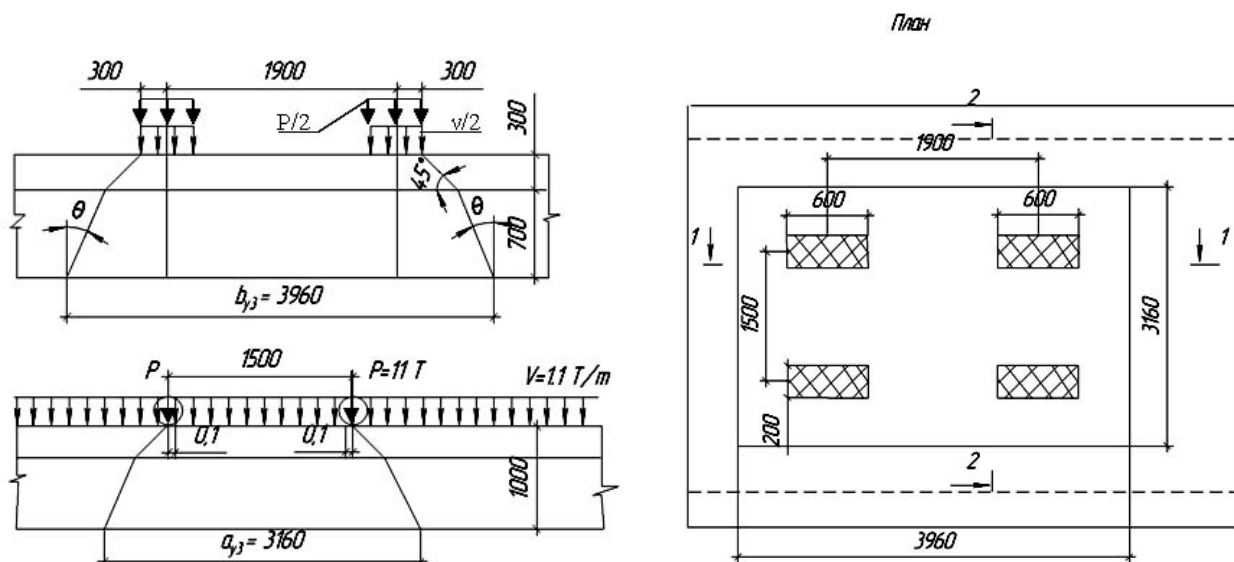


Рис. 10. - Распределение вертикальной временной нагрузки на плиты перекрытия

При нагрузке по схеме АК площади распределения нагрузок показаны на рис. 10.

Интенсивность вертикального давления:

$$P_{v3}^n = \frac{2P}{a_{y3} b_{y3}} = \frac{2 \cdot 11}{3.16 \cdot 3.96} = 1.76 T / m^2$$

$$P_{v4}^n = \frac{V^n}{b_{y4}} = \frac{1.1}{3.96} = 0.28 T / m^2$$

$$b_{y4} = b_{y3} = 3.96 м$$

$$P_{v3}^u + P_{v4}^u = 1.76 + 0.28 = 2.04 T / m^2$$

Для колесной нагрузки НК-80 площадки распределения нагрузок показаны на рис. 13.

Интенсивность нормативного вертикального давления на плиты перекрытия при движении ее вдоль сооружения

$$P_{v5}^v = \frac{80}{a_{y5} b_{y5}} = \frac{80}{5.26 \cdot 4.96} = 3.07 T / m^2$$

Для получения расчетных нагрузок, нагрузки P_{v3}^n , P_{v4}^n и P_{v5}^n вводятся в расчет со своими коэффициентами надежности по нагрузке и динамичности $1 + \mu$.

Согласно СНиП 2.05.03-84 п.2.23, п.2.22 для нагрузки от автотранспортных средств в АК $\gamma_f = 1.5$ (для P_{v3}^n), $\gamma_f = 1.2$ (для P_{v4}^n).

Для колесной нагрузки НК-80 $\gamma_f = 1$.

Коэффициент динамичности: $1 + \mu = 1$ (для АК) и $1 + \mu = 1.1$ (для НК-80).

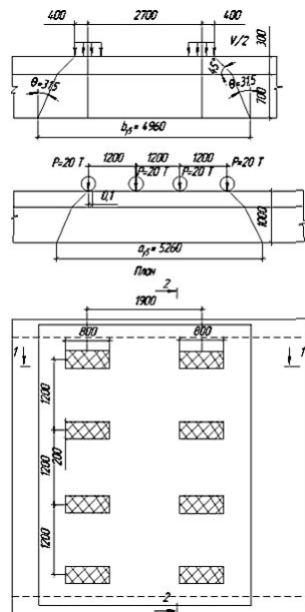


Рис.11. - Распределение вертикальной временной нагрузки на плиты перекрытия по схеме НК-80

С учетом коэффициентов надежности по нагрузке и динамичности при расчете конструкций на прочность и устойчивость расчетные значения нагрузок составляют:

$$q_{p1} = 1.76 \cdot 1.5 + 0.28 \cdot 1.2 = 2.64 + 0.34 = 2.98 T / m^2$$

$$q_{p2} = 3.07 \cdot 1.1 = 3.38 T / m^2$$

Дальнейший расчет ведем на максимальную нагрузку НК-80.

Расчет плиты производим отдельно: вначале собственно плиты, а затем продольных ребер.

Расчет плиты между ребрами

Толщина плиты h_n 12 см, рабочая высота $h_0 = 12 - 3.5 = 8.5$ см. Отношение длинной стороны к короткой в чистоте между ребрами:

$$\frac{l_2}{l_1} = \frac{4250 - 225 \cdot 2}{1485 - 225 \cdot 2} = \frac{3800}{1035} = 3.7 > 2$$

Плиту рассчитываем, как балочную, работающую в коротком направлении.

Изгибающий момент в пролете плиты:

$$M_{np} = \frac{(q_1 + q_{p2})l_1^2}{24} = \frac{(3 + 3.38) \cdot 1.035^2}{24} = 0.28 \text{ Тм}$$

Изгибающий момент на опоре:

$$M_{on} = \frac{(q_1 + q_{p2})l_1^2}{12} = 0.57 \text{ Тм}$$

Определяем площадь сечения арматуры на 1м плиты в направлении короткой стороны.

В пролете плиты:

$$\alpha_m = \frac{M_{np}}{R_s \xi h_0^2} = \frac{0.28 \cdot 10^5}{135 \cdot 100 \cdot 8.5^2} = 0.028 < \alpha_r = 0.422$$

(см. табл.18 (9)). Бетон класса В25.

Сжатая арматура по расчету не требуется.

Площадь сечения растянутой арматуры:

$$A_s = \frac{M_{np}}{R_s \xi h_0} = \frac{0.28 \cdot 10^5}{3550 \cdot 0.986 \cdot 8.5} = 0.94 \text{ см}^2$$

где $\xi = 0.986$ (по табл.20 (9)) в зависимости от α_m .

По конструктивным требованиям принимаем: 5 $\varnothing 10$ АШ,

$$A_s = 2.51 \text{ см}^2 > A_{smp} = 0.50 \text{ см}^2.$$

На опорах:

$$\alpha_m = \frac{M_{on}}{R_b b h_0^2} = \frac{0.57 \cdot 10^5}{135 \cdot 100 \cdot 8.5^2} = 0.058$$

$$\xi = 0.97$$

$$A_s = \frac{0.57 \cdot 10^5}{3550 \cdot 0.97 \cdot 8.5} = 1.9 \text{ см}^2$$

Принимаем 5ø10АШ.

Проверка сечения плиты на поперечную силу.

Максимальная поперечная сила на грани ребра

$$Q_0 = \frac{\sum q l_0}{2} = \frac{(3 + 3.38) \cdot 1.035}{2} = 3.3 \text{ т}$$

$$Q_b = R_{bt} b h_0 = 10 \cdot 100 \cdot 8.5 = 8500 \text{ кг} > 3300 \text{ кг} = Q_0$$

Следовательно, поперечная арматура не требуется.

Расчет продольных ребер на прочность.

Продольное ребро рассчитываем, как балку на двух опорах.

Расчетный пролет:

$$L_p = 4.25 - 0.2 = 4.05 \text{ м}$$

В поперечном сечении имеем тавровое сечение с полкой в сжатой зоне (рис.12).

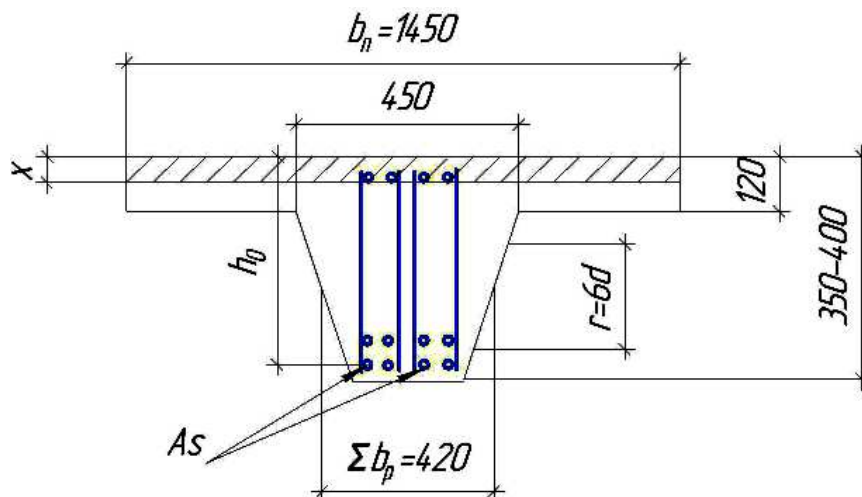


Рис.12. - Поперечное сечение продольного ребра

Вводимая в расчет полка в сжатой зоне в каждую сторону от ребра не должна превышать половины расстояния в свету между соседними ребрами и не должна превышать шести ее толщин h_n (СНиП 2.05.03-84, п. 3.58).

Для принятой плиты имеем: половина пролета в свету

$$\frac{103}{2} = 51.5 \text{ см}, 6h_n^1 = 6 \cdot 12 = 72 \text{ см}.$$

Следовательно в расчет вводим всю ширину полки равную

$$b_n^1 = 51.2 \cdot 2 + 42 = 145 \text{ см}$$

Суммарная нагрузка на ребра приходится с участка шириной 1.5 м и на 1 п.м. ребра будет составлять:

а) от постоянных нагрузок:

$$q^n = 2349 \cdot 1.5 = 3530 \text{ кг/м}$$

$$q = 2999 \cdot 1.5 = 4500 \text{ кг/м}$$

б) от временной нагрузки НК-80:

$$q_p^n = 3.07 \cdot 1.5 = 4.61 \text{ кг/м}$$

$$q_p = 3.38 \cdot 1.5 = 5.07 \text{ кг/м}$$

Изгибающий момент в середине пролета:

$$M = \frac{(4500 + 5070)4.05^2}{8} = 19621 \text{ кг·м}$$

Поперечная сила:

$$Q = \frac{(4500 + 5070)4.05}{2} = 19379 \text{ кг}$$

Расчет арматуры по изгибающему моменту:

$$\alpha_m = \frac{1962 \cdot 100}{135 \cdot 145 \cdot 36^2} = 0.077$$

По табл 20 находим:

$$\xi = 0.960; h_p = 40 \text{ см}; h_0 = 36 \text{ см}$$

$$A_s = \frac{1962 \cdot 100}{3550 \cdot 0.960 \cdot 36} = 16 \text{ см}^2$$

Принимаем 8ø18АШ $A_s = 20.36 \text{ см}^2 > A_{sTp} = 16 \text{ см}^2$.

Для уточнения расположения нейтральной оси проверяем условия:

$$R_s A_s \leq R_b b_n^1 h_n^1$$

$$R_s A_s = 3550 \cdot 20.36 = 72278 \text{ кг}$$

$$R_b b_n^1 h_n^1 = 135 \cdot 145 \cdot 12 = 234900 \text{ кг}$$

Условие соблюдено. Нейтральная ось проходит в полке, сечение рассчитывается как прямоугольное шириной $b_n^1 = 1450 \text{ мм}$, что нами и сделано.

Проверяем сечение ребер на поперечную силу

$$Q_p = 10 \cdot 43 \cdot 36 = 15480 < Q = 19379 \text{ кг}, \text{ требуется поперечная арматура.}$$

Принимаем предварительно поперечные стержни диаметром 8 мм из стали класса А1 с шагом 200 мм $R_s = 2150 \text{ кг/см}^2$ $m_{an} = 0.8$, $R_{sw} = 0.8 \cdot 2150 = 1720 \text{ кг/см}^2$.

Усилие, воспринимаемое поперечной арматурой:

$$q_{sw} = \frac{m_{an} \cdot R_s \cdot A_{sw} \cdot n_w}{u_w} = \frac{1720 \cdot 0.5 \cdot 4}{20} = 172 \text{ кг / см}$$

Поперечная арматура, воспринимаемая бетоном сжатой зоны и поперечной арматурой:

$$Q_{bw} = \sqrt{0.6 R_b b_p h_0^2 q_{sw}} - q_{sw} u = \sqrt{0.6 \cdot 135 \cdot 43 \cdot 36^2 \cdot 172} - 172 \cdot 20 = 27846 - 3440 = 24424 \text{ кг} > \\ Q = 19379 \text{ кг}$$

Проверяем принятый шаг поперечных стержней по следующим условиям.

В стенках до 50 см в пределах приопорных участков длиной равной $\frac{1}{4}$ пролета, считается от оси опоры, шаг хомутов принимается 15 см.

На среднем участке балки длиной, равной $\frac{1}{2}$ пролет, шаг хомутов принимается 20 см (см. п.3.143 СНиП 2.05.03-84).

В нашем случае на расстоянии $\frac{1}{4}$ пролета $Q = \frac{19379}{2} = 9689.5 \text{ кг}$, что меньше $Q_p = 15480 \text{ кг}$ следовательно в средней части можно принять $u = 20$ см.

Расчет ребер плиты по предельным состояниям второй группы.

Согласно см. п.3.115 СНиП 2.05.03-84 прогиб балок с ненапрягаемой арматурой (если ширина трещин в бетоне не превышает 0.015 см) допускается определять по формулам сопротивления упругих материалов.

По п.3.148 СНиП 2.05.03-84 максимальный прогиб железобетонных балок только от подвижной и временной нагрузки не должен превышать $1/400$ пролета. Допускается величина прогиба неразрезных и однопролетных элементов быть увеличена на 20%.

Вычисляем прогиб f по приближенному способу при $E_o^1 = 0.8 E_o$ без учета работы растянутой зоны бетона, как для упругого материала, т.е. когда в сжатой зоне напряжение изменяется по закону треугольника, а в растянутой зоне напряжения в бетоне отсутствуют и работает только арматура.

Высоту сжатой зоны x найдем из уравнения, полученного из равенства статических моментов растянутой арматуры и сжатой зоны сечений относительно нейтральной оси:

$$b_n^1 x^2 + 2h(A_s + A_s^1)x - 2h(h_0 A_s + a^1 A_s^1) = 0$$

где: $b_n = 145$ см, $n = E_s / 0.8 E_b = 2 \cdot 10^6 / 0.8 \cdot 0.306 \cdot 10^6 = 8.17$, A_s^1 – арматура сжатой зоны принята конструктивно, в расчете не учитывается.

$$145x^2 + 2 \cdot 8.17 \cdot 20.36x - 2 \cdot 8.17 \cdot 36 \cdot 20.36 = 0$$

$$145x^2 + 333x - 11977 = 0$$

$$x^2 + 2.30x - 82.6 = 0$$

$$x_{1,2} = -\frac{2.30}{2} \pm \sqrt{\frac{2.30^2}{4} + 82.6} = -1.15 \pm 9.16$$

$$x_1 = +8.01 \text{ см}; x_2 = -10.31 \text{ см}$$

Приведенный момент инерции сечения, когда нейтральная ось проходит в полке:

$$I_{np} = \frac{b_n x^3}{3} + h A_s (h_0 - x)^2 = \frac{145 \cdot 8.01^3}{3} + 8.17 \cdot 20.36 (36 - 8.01)^2 = 24840 + 130318 = 155158 \text{ см}^4$$

Изгибающий момент от полной нормативной нагрузки:

$$M^n = \frac{(3530 + 4610) 4.05^2}{8} = 16690 \text{ кЗм}$$

Жесткость элемента при кратковременном действии всей нагрузки:

$$B_{np} = 0.8 \cdot E_b I_{np} = 0.8 \cdot 3.06 \cdot 10^5 \cdot 155158 = 38 \cdot 10^9 \text{ кгс см}^2$$

Вычисляем прогиб от полной нагрузки $f = \frac{5}{48} 405^2 \cdot \frac{1669000}{38 \cdot 10^9} = 0.75 \text{ см}$, что составляет 1/540 пролета.

Прогиб только от временной подвижной нагрузки буде:

$$M_p^n = \frac{4610 \cdot 4.05^2}{8} = 9452 \text{ кЗм}$$

$$f = \frac{5}{48} 405^2 \cdot \frac{945200}{38 \cdot 10^9} = 0.425 \text{ см, т.е.}$$

$$\frac{f}{e} = \frac{0.425}{405} = \frac{1}{953} < \frac{1}{400}$$

Прогиб меньше предельного.

Расчет по раскрытию трещин.

Ширина раскрытия нормальных и наклонных к продольной оси трещин α_{cr} , см, в железобетонных элементах, проектируемых по категориям требований по трещиностойкости 3в (см. табл. 39, СНиП 2.05.03-84*) определяется по формуле:

$$a_{cr} = \frac{\sigma_s}{E_s} \psi \leq \Delta_{cr} = 0.02,$$

где: σ_s - растягивающее напряжение в наиболее растянутых (крайних) стержнях;

E_s - модуль упругости арматуры;

$E_s = 2 \cdot 10^6 \text{ кг/см}^2$ - для арматуры класса А-III;

ψ - коэффициент раскрытия трещин, определяемых в зависимости от радиуса армирования R_r $\psi = 1.5\sqrt{R_r}$.

Изгибающий момент от нормативных нагрузок для нагрузки НК-80:

$$M^n = \frac{(3530 + 0.8 \cdot 4610)4.05^2}{8} = 14799 \text{ кгм}$$

Радиус армирования:

$$R_r = \frac{A_r}{\sum \beta h d}$$

где: $A_r = b d$ - площадь зоны взаимодействия для нормального сечения, ограниченная наружным контуром сечения и радиусом $r = b d$, откладываемым от последнего ряда арматуры;

d - диаметр арматуры;

n - число арматурных стержней с одинаковым номинальным диаметром d ;

β - коэффициент, учитывающий степень сцепления арматурных элементов с бетоном; при армировании одиночными стержнями $\beta = 1$ (табл. 41 СНиП 2.05.03-84*).

Напряжение в растянутой арматуре от нормативных нагрузок:

$$\sigma_s = \frac{M^H}{A_s z_1} = \frac{1479900}{20.36(36 - \frac{8.01}{2})} = 2275 \text{ кгс / см}^2$$

где: $z_1 = (h_0 - \frac{x}{2})$ – плечо внутренних пары сил для прямоугольных сечений с одиночной арматурой.

Вычисляем:

$$r = 6 \cdot 1.8 = 10.8$$

$$A_r = b_p (a + 2d + 5 + r) = 43(4 + 2 \cdot 1.8 + 5 + 10.8) = 43 \cdot 23.4 = 1006 \text{ см}^2$$

$$R_r = \frac{1006}{1.8 \cdot 1.8} = 69.9 \text{ см}$$

$$\psi = 1.5 \sqrt{R_r} = 1.5 \sqrt{69.9} = 12.5$$

Ширина раскрытия трещин:

$$a_{cr} = \frac{2275}{2 \cdot 10^6} 12.5 = 0.014 \text{ см} < \Delta = 0.02 \text{ см}$$

Условие по раскрытию трещин соблюдено.

3.2 Расчет стенки тоннеля.

Стенки тоннеля рассчитываем на следующие нагрузки: веса дорожного покрытия, засыпки и элементов перекрытия, давление земли на призме обрушения и временной нагрузки на призме обрушения.

Основные виды нагрузок и расчетная схема стены приведены на рис. 13. расчет нагрузок ведем на 1 пог.м стены. Временная нагрузка НК-80 учитывается при движении вдоль тоннеля.

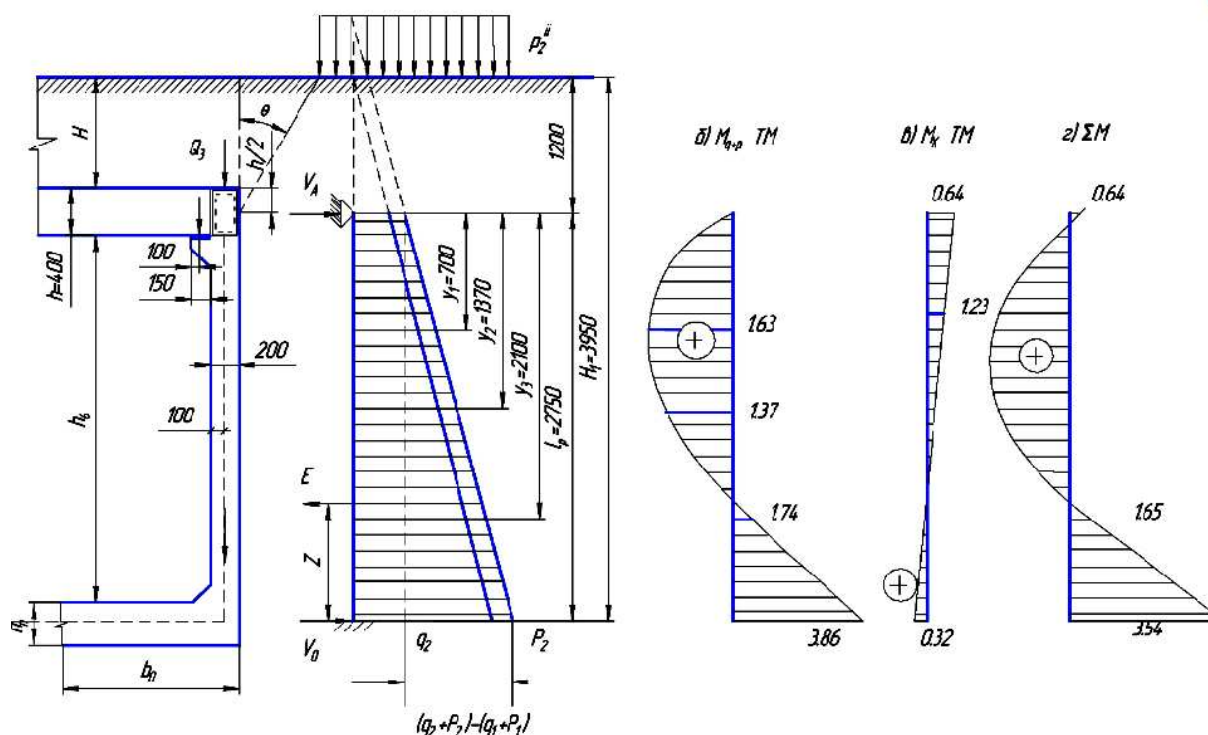


Рис. 13. - Схемы к расчету вертикальной стенки тоннеля

1) Вертикальное давление от веса перекрытия. Максимальное значение постоянной силы Q_1 , являющейся опорной реакцией плиты, принимаем по нагрузкам из табл. 6:

$$Q_1 = 2999 \frac{4.05}{2} = 6073 \text{ кг / м}$$

Нормативное значение:

$$Q_1'' = 2349 \frac{4.05}{2} = 4760 \text{ кг / м}$$

Минимальное значение Q_1^1 с коэффициентом надежности по нагрузке 0.9:

$$Q_1^1 = 2349 \cdot 0.9 \frac{4.05}{2} = 4280 \text{ кг / м}$$

2) Вертикальное давление от подвижной нагрузки на призме обрушения:

а) при движении параллельно стенке.

От нагрузки АК

Интенсивность вертикального давления на глубине $y_a = 1.2 м$ от тележки
 $P=K=11т$.

$$P_{v3}^n = \frac{2P}{a_{y3}b_{y3}}$$

$$a_{y3} = 1.7 + 2a = 1.7 + 2 \cdot 1.2 \operatorname{tg} 31.5^\circ = 1.7 + 2.4 \cdot 0.613 = 3.17 м$$

$$b_{y3} = 2.5 + 2a + 2.5 + 2 \cdot 1.2 \cdot \operatorname{tg} 31.5 = 2.5 + 2.4 \cdot 0.613 = 3.97 м$$

$$P_{v3}^n = \frac{2 \cdot 11}{3.17 \cdot 3.97} = 1.75 T / м^2$$

Вертикальная равномерно распределенная нагрузка v , распределяемая на ширине:

$$b_{y4} = b_{y3}$$

Интенсивность вертикального давления на глубине y_a

$$P_{v4}^n = \frac{V^n}{b_{y4}} = \frac{0.1 \cdot 11}{3.97} = 0.277 T / м^2$$

Полная нагрузка АК:

$$P_{v3}^n + P_{v4}^n = 1.75 + 0.277 = 2.03 T / м^2$$

Расчетная нагрузка:

$$P_{v3} + P_{v4} = 1.75 \cdot 1.5 + 0.277 \cdot 1.2 = 2.95 T / м^2$$

От нагрузки НК-80 нормативная:

$$P_{v5}^n = \frac{80}{a_{y5}b_{y5}}$$

$$a_{y5} = 3.8 + 2a = 3.8 + 2 \cdot 1.2 \operatorname{tg} 31.5^\circ = 3.8 + 2.4 \cdot 0.613 = 5.27 м$$

$$b_{y5} = 3.5 + 2a + 3.5 + 2 \cdot 1.2 \cdot \operatorname{tg} 31.5 = 2.5 + 2.4 \cdot 0.613 = 7.97 м$$

$$P_{v5}^n = \frac{80}{5.27 \cdot 4.97} = 3.05 T / м^2$$

Расчетная нагрузка:

$$P_{v5} = 3.05 \cdot 1.1 = 3.36 T / м^2$$

б) при движении перпендикулярно направлению стенки.

От нагрузки АК:

$$P_{v7}^n = \frac{28}{1 + 0.8tg\theta_0 y_a} = \frac{28}{1 + 0.8tg31.5 \cdot 1.2} = \frac{28}{1 + 0.8 \cdot 0.613 \cdot 1.2} = 17.6 \text{ кПа} = 1.8 \text{ Т / м}^2$$

Расчетная нагрузка:

$$P_{v7} = 1.8 \cdot 1.5 = 2.7 \text{ Т / м}^2$$

От нагрузки НК-80:

$$P_{v8}^n = \frac{44}{1 + 0.55tg\theta_0 y_a} = \frac{44}{1 + 0.55tg31.5 \cdot 1.2} = \frac{44}{1 + 0.55 \cdot 0.613 \cdot 1.2} = 31.3 \text{ кПа} = 3.2 \text{ Т / м}^2$$

Расчетная:

$$P_{v8} = 3.2 \cdot 1.1 = 3.52 \text{ Т / м}^2$$

Из приведенных расчетов видно, что наибольшая интенсивность вертикального давления на глубине $y_a=1.2$ м получается от нагрузки НК-80 при движении перпендикулярно направлению стенки, где $P_{v8}^n = 3.2 \text{ Т / м}$. На эту нагрузку и рассчитываем стенку.

Ординаты давления грунта в уровне опор стенки:

а) в уровне верха стенки – от грунта и проезжей части

$$q_1^n = \sum \gamma P tg^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) = 1.8 \cdot 0.9tg^2(45^\circ - \frac{27}{2}) + \frac{2.4}{1.8} 1.8 \cdot 0.3tg^2 31.5^2 = 0.609 + 0.271 = 0.88 \text{ Т / м}$$

$$q_1 = \sum q_1 \gamma_f = 0.609 \cdot 1.2 + 0.271 \cdot 1.5 = 0.731 + 0.406 = 1.14 \text{ Т / м}$$

От временной нагрузки:

$$P_1 = P_v \lambda_n = 3.52tg^2\theta_0 = 3.52tg^2 31.5^0 = 3.52 \cdot 0.613^2 = 1.32 \text{ Т / м}$$

Суммарная нагрузка:

$$q_1 + P_1 = 1.14 + 1.32 = 2.46 \text{ Т / м}$$

б) в уровне низа стенки – от грунта и проезжей части:

$$q_2 = 1.8 \cdot 3.65 \cdot 1.2 \cdot tg^2(45 - \frac{27}{2}) + \frac{2.4 \cdot 1.8}{1.8} 0.3 \cdot 1.5tg^2 31.5^0 = 2.96 + 0.406 = 3.37 \text{ Т / м}$$

от временной нагрузки:

$$P_2 = 1.1 \frac{44}{1 + 0.55tg31.5^0 3.95} = 20.8 \text{ кПа} = 2.12 \text{ Т / м}$$

Суммарная нагрузка:

$$q_2 + P_2 = 3.37 + 2.12 = 5.49 \text{ Т / м}$$

Изгибающие моменты в заделке от давления грунта с учетом временной нагрузки (по табл. 43 (7)):

$$M_{\varepsilon} = -\frac{(q_1 + P_1)l_p^2}{8} - \frac{l_p^2}{15}((q_2 + P_2) - (q_1 + P_1)) = -\frac{2.46 \cdot 2.75^2}{8} - \frac{2.75^2}{15}(5.49 - 2.46) = -2.33 - 1.53 = 3.86T / м$$

Опорные реакции от трапециевидной нагрузки:

$$V_a = \frac{3}{8}(q_1 + P_1)l_p + \frac{1}{10}l_p((q_2 + P_2) - (q_1 + P_1)) = \frac{3}{8}2.46 \cdot 2.75 + \frac{1}{10}2.75(5.49 - 2.46) = 2.54 + 0.83 = 3.37T$$

$$V_b = \frac{5}{8}(q_1 + P_1)l_p + \frac{2}{5}l_p((q_2 + P_2) - (q_1 + P_1)) = \frac{5}{8}2.46 \cdot 2.75 + \frac{2}{5}2.75(5.49 - 2.46) = 4.23 + 3.33 = 7.56T$$

Ординаты нагрузок в промежуточных сечениях стенки:

$$(q + P)y_1 = 2.46 + 3.03 \frac{0.7}{2.75} = 3.23T / м$$

$$(q + P)y_2 = 2.46 + 3.03 \frac{1.37}{2.75} = 3.97T / м$$

$$(q + P)y_3 = 2.46 + 3.03 \frac{2.1}{2.75} = 4.77T / м$$

Вычисляем изгибающие моменты в различных сечениях стенки от давления грунта и временной нагрузки на призме обрушения:

$$M_{y1} = V_a y_1 - \frac{(q_1 + P_1)y_1^2}{2} - ((q + P)y_1 - (q_1 + P_1)) \frac{y_1^2}{3} = 3.37 \cdot 0.7 - \frac{2.46 \cdot 0.7^2}{2} - (3.23 - 2.46) \frac{0.7^2}{3} = 2.36 - 0.603 - 0.126 = 1.63Tм$$

$$M_{y2} = 3.37 \cdot 1.37 - \frac{2.46 \cdot 1.37^2}{2} - (3.97 - 2.46) \frac{1.37^2}{3} = 4.62 - 2.31 - 0.94 = 1.37Tм$$

$$M_{y3} = 3.37 \cdot 2.1 - \frac{2.46 \cdot 2.1^2}{2} - (4.77 - 2.46) \frac{2.1^2}{3} = 7.08 - 5.42 - 3.4 = -1.74Tм$$

Изгибающий момент от плит перекрытия, опирающихся на консоль стены, без учета временной нагрузки с коэффициентом надежности по нагрузке 0.9:

$$M_{\kappa}^1 = Q_{\min} \cdot c_2 = -4280 \cdot 0.15 = -642кгм$$

То же, от расчетных постоянных нагрузок:

$$M_{\kappa}^1 = Q \cdot c_2 = -6073 \cdot 0.15 = -911 \text{ кгм}$$

От этого момента появляется момент в заделке, равный $0.5M_{\kappa}$ с обратным знаком:

$$0.5M_{\kappa}^1 = 0.5 \cdot 642 = 321 \text{ кгм} = 0.32 \text{ Тм}$$

Суммарные значения изгибающих моментов представлены на эпюре рис. 13.

Вертикальные продольные силы в стенке.

Вычисляем минимальные вертикальные силы, действующие по оси стенки, необходимые для расчета самой стенки:

минимальная нагрузка от веса перекрытия и засыпки $Q_1 = 4.28 \text{ Т}$; вес грунта над стенкой на участке шириной 0.25м:

$$Q_2 = 0.25 \cdot 1.2 \cdot 1.8 \cdot 0.9 = 0.54 \cdot 0.9 = 0.49 \text{ Т}$$

Собственный вес стены на 1 п.м.:

$$P_{cm} = 0.2 \cdot 2.75 \cdot 2.5 \cdot 0.9 = 1.24 \text{ Т}$$

Общий вес:

$$Q_1 + Q_2 + P_{cm} = 4.28 + 0.49 + 1.24 = 6.01 \text{ Т / м}$$

Вычисляем максимальные расчетные вертикальные силы от стенки, необходимые для расчета фундамента:

от веса перекрытия, засыпки и дорожной одежды:

$$Q_1 = \frac{2.999 \cdot 4.05}{2} = 6.07 \text{ Т / м};$$

от веса грунта над стенкой:

$$Q_2 = 0.54 \cdot 1.2 = 0.65 \text{ Т / м};$$

собственный вес стенки:

$$P_{cm} = 0.2 \cdot 2.75 \cdot 2.5 \cdot 1.1 = 1.51 \text{ Т / м};$$

$$\sum Q = 6.07 + 0.65 + 1.51 = 8.23 \text{ Т / м}$$

То же, нормативные силы (без учета коэффициентов надежности по нагрузке) для проверки напряжений в основании фундамента:

$$Q_1^n = \frac{2.349 \cdot 4.5}{2} = 4.76T / м$$

$$Q_2^n = 0.54 \cdot 1 = 0.54T / м$$

$$P_{cm}^n = 0.2 \cdot 2.75 \cdot 2.5 \cdot 1 = 1.38T / м$$

$$\sum Q^n = 4.76 + 0.54 + 1.38 = 6.7T / м$$

Расчет арматуры в стенке

Таким образом, в каждом сечении стены действуют изгибающий момент и нормальные силы, т.е. имеет место внецентренное сжатие. Для расчета арматуры рассматриваем два сечения: в $\frac{1}{4}$ пролета и в заделке.

$$\text{Расчет арматуры в } \frac{1}{4} \text{ пролета } M = 1.23 \text{ тм; } N_{\min} = 6.01 - \frac{3}{4} 1.24 = 5.08T$$

Расчетный эксцентриситет:

$$e_c = \frac{M}{N} = \frac{1.23}{5.08} = 0.24м$$

Ядровое расстояние:

$$r = \frac{W_{red}}{A_{red}}$$

В первом приближении принимаем $A_s = A_s^1 = 5 \text{ } \emptyset 12A400с$:

$$A_{red} = A + n_1 A_s = 100 \cdot 20 + 6.54 \cdot 11.31 = 2074 \text{ см}^2$$

$$n_1 = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2 \cdot 10^6}{0.306 \cdot 10^5} = 6.54$$

$$I_{red} = I + n_1 A_s y_s^2 = \frac{100 \cdot 20^3}{12} + 6.54 \cdot 11.31 \cdot 6^2 = 66667 + 2663 = 69330 \text{ см}^4$$

где: $y_s = y_0 - a = 10 - 4 = 6 \text{ см}$

Момент сопротивления:

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{69330}{10} = 6933 \text{ см}^3$$

$$r = \frac{6933}{2074} = 3.34 \text{ см}$$

$$e_c = 24 \text{ см} > r = 3.34 \text{ см}$$

Коэффициент η , учитывающий влияние прогиба по прочности определяется по формуле:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}$$

$$N_{cr} = \frac{6.4 E_b}{l_0^2} \left[\frac{I_b}{\varphi_1} \left(\frac{0.11}{0.1 + \frac{\delta}{\varphi_p}} + 0.1 \right) + n_1 I_s \right] = \frac{6.4 \cdot 0.306 \cdot 10^5}{275^2} \left[\frac{66667}{1.5} \left(\frac{0.11}{0.1 + \frac{1.2}{1}} + 0.1 \right) + 6.54 \cdot 407 \right] =$$

$$= 2.59(8205 + 2662) = 28146 \text{ кН}$$

$$I_b = \frac{100 \cdot 20^3}{12} = 66667 \text{ см}^4$$

$$I_s = 5.65(10 - 4)^2 \cdot 2 = 407 \text{ см}^4$$

$$\varphi_1 = 1 + \frac{M_1}{M} = 1 + \frac{0.5 \cdot 1.23}{1.23} = 1.5$$

Принимаем $M_1 = 0.5M$.

$\varphi_n = 0$ – нет предварительно напряженной арматуры;

$$\delta = \frac{e_c}{h} = \frac{24}{20} = 1.2$$

$$\delta_{\min} = 0.5 - 0.01 \frac{l_0}{h} - 0.01 R_b$$

$$\delta_{\min} = 0.5 - 0.01 \frac{275}{20} - 0.01 \cdot 135 = 0.99$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{5080}{28146}} = 1.22$$

Прочность сечения определяем согласно указаниям п.3.70 (9):

$$e_0 = e_c \eta + \frac{h_0 - a^1}{2} = 24 \cdot 1.22 + \frac{16 - 4}{2} = 35.3 \text{ см}$$

Вычисляем высоту сжатой зоны X по формуле:

$$X = \frac{N + R_s A_s - R_{sc} A_s^1}{R_b b} = \frac{5080 + 3350 \cdot 5.65 - 3350 \cdot 5.65}{135 \cdot 100} = 0.4 \text{ см}$$

Так как $\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{0.4}{16} = 0.025 < \xi_y = 0.351$, то прочность сечения проверяем из

условия:

$$\xi_y = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_1}{\sigma_2} \left(1 + \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.746}{1 + \frac{3350}{5000} \left(1 + \frac{0.746}{1.1}\right)} = 0.351$$

$$\omega = 0.85 - 0.008R_b = 0.85 - 0.008 \cdot 13 = 0.746$$

$$R_b b x (h_0 - 0.5x) + R_{sc} A_s^1 (h - a_s^1) = 135 \cdot 100 \cdot 0.4 (16 - 0.5 \cdot 0.4) + 3350 \cdot 5.65 (16 - 4) = 312450 \text{ кгс см} > N l_0 = 5080 \cdot 35.3 = 179324 \text{ кгс см}$$

т.е. прочность сечения обеспечена.

Расчет арматуры стенки в опорном сечении с заделкой

$$M = 3.54 Tm$$

$$N_{\min} = 6.01 T; e_c = \frac{3.54}{6.01} = 0.59 m$$

В первом приближении принимаем $A_s = A_s^1 = 5 \text{ } \phi 12 A400c$

$$e_c > r = 3.34 \text{ см}$$

$$N_{cr} = 28146 \text{ кгс}$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{6010}{28146}} = 1.27$$

$$e_0 = e_c \eta + \frac{h_0 - a^1}{2} = 59 \cdot 1.27 + \frac{16 - 4}{2} = 80.9$$

Вычисляем высоту сжатой зоны X:

$$X = \frac{6010 + 3350 \cdot 5.65 - 3350 \cdot 5.65}{135 \cdot 100} = 0.45 \text{ см}$$

$$\xi = \frac{0.45}{16} = 0.028 < \xi_y = 0.351$$

$$R_b b x (h_0 - 0.5x) + R_{sc} A_s^1 (h_{01} - a_s^1) = 135 \cdot 100 \cdot 0.45 (16 - 0.5 \cdot 0.45) + 3350 \cdot 5.65 (16 - 4) = 322963 < N e_0 = 6010 \cdot 80.9 = 486209 \text{ кгс см}$$

Прочность сечения не обеспечивается.

Увеличиваем арматуру в растянутой зоне сечения до 5 $\emptyset 20A400c$;

$$A_s = 15.71 \text{ см}^2 :$$

$$A_{red} = 100 \cdot 20 + 6.54(5.65 + 15.71) = 2140 \text{ см}^2$$

Статический момент площади приведенного сечения относительно наружной грани стенки тоннеля:

$$S_{red} = 100 \cdot 20 \cdot 10 + (5.65 \cdot 16 + 15.71 \cdot 4)6.54 = 20000 + 1002 = 21002 \text{ см}^3$$

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до наружной грани стенки:

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = 21002 / 2140 = 9.8 \text{ см}$$

$$I_{red} = \frac{100 \cdot 20^3}{12} + (5.65 \cdot (20 - 9.8 - 4)^2 + 15.71(9.8 - 4)^2)6.54 = 66667 + 4877 = 71544 \text{ см}^4$$

$$W_{red} = \frac{71544}{9.8} = 7300 \text{ см}^3$$

$$r = \frac{7300}{2140} = 3.41 \text{ см} < e_c = 59 \text{ см}$$

$$N_{cr} = \frac{6.4 \cdot 0.306 \cdot 10^5}{275^2} \left[\frac{66667}{1.5} \left(\frac{0.11}{0.1 + \frac{1.2}{1}} + 0.1 \right) + 6.54 \cdot 745 \right] = 33865 \text{ кГ}$$

$$I_s = 5.65(20 - 9.8 - 4)^2 + 15.71(9.8 - 4)^2 = 217 + 528 = 745 \text{ см}^4$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{6010}{33146}} = 1.22$$

$$e_0 = 59 \cdot 1.22 + 9.8 - 4 = 77.8$$

$$X = \frac{6010 + 3350 \cdot 15.71 - 3350 \cdot 5.65}{135 \cdot 100} = 2.9 \text{ см}$$

$$\xi = \frac{2.9}{16} = 0.181 < \xi_y = 0.351$$

$$R_b b x (h_0 - 0.5x) + R_{sc} A_s^I (h_{01} - a_s^I) = 135 \cdot 100 \cdot 0.29(16 - 0.5 \cdot 2.9) + 3350 \cdot 5.65(16 - 4) = 796762 \text{ кгс} > Ne_0 = 6010 \cdot 77.8 = 467578 \text{ кгс}$$

Прочность сечения обеспечена.

Расчет стенки на поперечную арматуру производится аналогично изгибаемым элементам по формулам, приведенным выше.

По верху стенок делаются упоры для восприятия верхних реакций стенок. Связь упора со стенкой осуществляется путем выпуска части стержней из стенки в виде скоб высотой 10-15 см.

3.3. Расчет фундамента (плиты лотка).

Фундамент под стенкой принят в виде плиты, монолитно соединенной со стенкой и с плитой лотка.

Подошва тоннеля заложена на глубине 4.05 м с устройством бетонной подготовки 100 мм.

Допустимое давление на грунт на этой глубине (расчетное сопротивление грунта основания) равно $R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} (M_{\gamma}k_z b \gamma_{11} + M_q d_1 \gamma_{11}^1 + M_c c_{11})$, (7) СНиП 2.02.02-83.

Для $\phi = 27$ коэффициенты $M_{\gamma} M_q M_c$ принимаем по табл.4 СНиП 2.02.02-83

$$M_{\gamma} = 0.91$$

$$M_q = 4.46$$

$$M_c = 7.14$$

$$R = \frac{1.25 \cdot 1}{1} (0.91 \cdot 1 \cdot 4.55 \cdot 1.8 + 4.64 \cdot 4.05 \cdot 1.8 \cdot 0.95 + 7.14 \cdot 0) = 49.5 T / м^2$$

Среднее давление под подошвой фундамента не должно превышать расчетного сопротивления грунта основания:

$$P_{cp} = \frac{\sum Q^n}{A} + Q_{cp} + P_{v5}^n = \frac{6.7}{0.5 \cdot 4.55 \cdot 1} + 1.43 + 3.07 = 7.45 T / м^2$$

$$\sum Q^n = 67 T$$

Собственный вес фундамента и керамзитобетонного основания лотка, $\delta = 240 мм$:

$$Q_{\phi} = b_{\phi} h_{\phi} l_{\phi} \gamma_{\delta} + b_k h_k \gamma_k l_k = 2 \cdot 0.2 \cdot 1 \cdot 2.5 + 1.8 \cdot 0.24 \cdot 1 \cdot 1 = 1.43 T / м^2$$

$$P_{cp} = 7.45 < R = 49.5 T / м^2$$

Условие выполняется.

Фундаментную плиту рассматриваем, как жесткий элемент, равномерно нагруженный отпором грунта ($P_{\text{гр}}^1$) и опорными моментами в местах заделки стенки.

При условии равномерной передачи нагрузок по подошве лотка среднее напряжение грунта от расчетных нагрузок равно

$$P_{\text{гр}}^1 = \frac{\sum N}{A} = \frac{8.23}{0.5 \cdot 4.55 \cdot 1} = 3.62 \text{ Т / м}^2, \text{ где } \sum N = \sum Q = 8.23 \text{ Т / м}$$

Изгибающий момент в заделке:

$$M_{A1} = M_{B1} = 3.54 \text{ Тм}$$

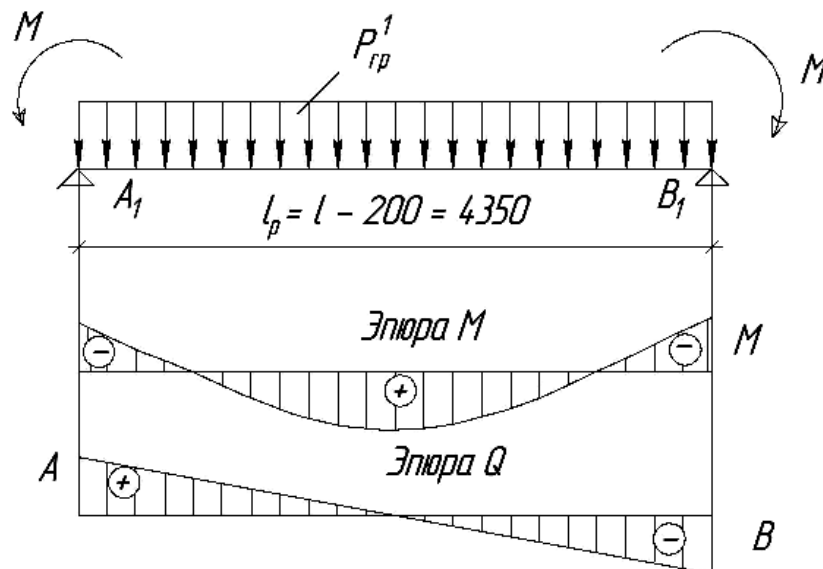


Рис.14. - Схема к расчету фундамента и плиты лотка

Изгибающий момент в $1/2$ пролета:

$$M_0 = M_{\text{гр}} - M = \frac{P_{\text{гр}}^1 l_p^2}{8} - 3.54 = \frac{3.62 \cdot 4.35^2}{8} - 3.54 = 5.02 \text{ Тм}$$

Максимальная поперечная сила на опоре равна:

$$Q_{\text{max}} = \frac{3.62 \cdot 4.35}{2} = 7.9 \text{ Т}$$

Определяем армирование в середине пролета плиты лотка:

$$\alpha_m = \frac{5.02 \cdot 10^5}{135 \cdot 100 \cdot 16^2} = 0.145$$

$$\xi = 0.921$$

$$A_s = \frac{3.54 \cdot 10^5}{3550 \cdot 0.921 \cdot 16} = 9.6 \text{ см}^2$$

Принимаем на 1 п.м 5ø16A400с $A_s = 10.05 > A_{sTp} = 9.6 \text{ см}^2$.

Определяем армирование в заделке:

$$\alpha_m = \frac{3.54 \cdot 10^5}{135 \cdot 100 \cdot 16^2} = 0.102$$

$$\xi = 0.946$$

$$A_s = \frac{3.54 \cdot 10^5}{3550 \cdot 0.946 \cdot 16} = 6.6 \text{ см}^2$$

5ø14A400с, $A_s = 7.69 \text{ см}^2$.

Расчет на поперечную силу производится по обычной методике, изложенной выше.

Конструктивно плиты лотка выполняются сборными с разрезкой в зоне минимального значения момента. Соединение арматуры в стыке сборных элементов производится на сварке. Длина нахлестки стержней должна быть не менее 34d (где d – диаметр рабочего стержня).

В графическую часть проекта, выполняемой на формате А1 включаются:

- поперечный разрез тоннеля с инженерно-геологическими характеристиками грунтов;
- результаты расчета плиты перекрытия (рис. 9,12);
- нагрузки на плиту перекрытия (рис. 10,11);
- схема нагрузок на стенку тоннеля с эпюрами M и $\sum M$ (рис.13);
- схема нагрузок на фундамент;
- армирование стенки тоннеля и фундаментной плиты.

Список литературы

1. ДБН В.1.2-2:2006 Нагрузки и воздействия Киев. Минстрой Украины 2006.
2. ДСТУ Б В.1.2-3:2006 Прогобы и перемещения Киев. Минстрой Украины 2006.
3. СНиП 2.09.03-85 Сооружения промышленных предприятий М.ЦИТП Госстроя СССР, 198 6.
4. СНиП 2.05.03-84* Мосты и Турбы М.1996.
5. СНиП 2.02.01-83 Основания зданий и сооружений.
6. СНиП 2.03.01-84* Бетонные и железобетонные конструкции М. ЦИТП Госстроя СССР 1989.
7. Е.Н.Дубровин и др. Пересечения в разных уровнях на городских магистралях М. 1968.
8. Руководство по проектированию коммуникационных тоннелей и каналов М. Стройиздат, 1979.
9. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84).

Навчальне видання

Таранов Валентин Георгійович,
Набока Олексій Олександрович,
Беліченко Константин Петрович.

Навчально-методичний комплекс

«Геотехнічний супровід нового будівництва і реконструкції»

для студентів 5-го курсу денної форми навчання спеціальності
7.092101 8.092101 «Промислове та цивільне будівництво», спеціалізації
«Геотехніка підземної урбаністики»

(Рос. мовою)

Редактор: З.І. Зайцева

Комп'ютерне верстання: Ю.П. Степась

План 2009, поз. 3л, 6м.

Підп. до друку 27.04.2010

Формат 60x84 1/16

Друк на ризографі.

Ум. друк. арк. 8,4

Зам. №

Тираж 50 пр.

Видавець і виготовлювач:

Харківська національна академія міського господарства,
вул. Революції, 12, Харків, 61002

Електронна адреса: rectorat@ksame.kharkov.ua

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи: ДК №731 від 19.12.2001